

事務方印

技術報告資料

第 8 号

目 次

(A)(B)	○ 砂の二、三の動的性質に関する実験.....	○土岐祥介, 野田節男	1	A B (5)
(A)(A)	○ 液性限界測定法に関する実験的研究 (第3報).....	北郷 繁, 益田栄治, ○佐野佑房	13	AAA (9)
(B)	○ 杭の周面マサツカに関する実験的研究.....	北郷 繁, 青木東雄, 高橋厚夫, ○佐藤正義	21	B (2)
(B)(B)(A)(A)	○ 新石狩大橋における基礎工 (第2報) — とくに主径間部井筒基礎について —	高橋陽一	29	A B C (11)
	○ W橋補修工事の考察.....	鈴木洋二, ○上野泰弘	41	
(C)	○ 茨内地すべりの調査および対策.....	○吉田真三, 石川卓己, 上坂 勉	45	(1)
	○ 狩勝峠なだれ防止工事報告.....	佐藤茂治, ○南出忠利	55	
	○ 核エネルギーによる掘削法 — E, N, R誌記事の紹介 —	北郷 繁	63	
	○ 札幌市 (道道下手稲線) における断熱工法の凍上防止試験 — 温度測定結果について —	伊福部宗夫, ○関 信弘	67	(2)
(B)(B)(A)	○ フィルダムの浸透流に関する実験的研究 — 誘導毛管流・自由水面 —	宮前繁也	75	(1) (4)
(C)	○ 寿トンネルについて.....	大泉長四郎	83	
(C)(C)(B)	○ 新落部ずい道における湧水処理等について.....	小菅清三	91	2 1 1 1 (5)
(C)	○ 青函トンネル調査工事の現況.....	浜 健介	101	(1)

昭和 43 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

砂の二・三の動的性質に関する実験

正員 ○土 岐 祥 介*

正員 野 田 節 男**

1. 概 説

一般の土木構造物を考える場合、動的特性を考慮に入れなくてもよいものは、ほとんどない。地震力、風力、交通荷重等により、たえず規則的あるいは不規則的、時には衝撃的な外力を受ける。このような問題は、振動学より特定の条件のもとでは数学的に完全に解かれるに至ったが、一般の構造物はあまりにも複雑で解析的に解くことはかなり困難である。しかし近年電子計算機の発達と普及により、構造物をあまり単純化して精度を犠牲にすることなく、ばう大な、しかも気の遠くなるほど複雑な計算を一気にかたづけることが出来るようになったが、ここに大きな問題が残されている。それは構造材料そのものの動的な性質である。振動学の教科書には、構造物がフックの法則に従う弾性体的挙動をとる場合と同様、減衰や非線型の要素を含む系の応答や多自由度の問題について詳述しているが、我々エンジニアが数学的に解かれた問題を実際に運算しはじめたときにつき当る壁は、構造材料がどのような強度定数をもっているかということ、これが最初にぶつかりそして最後までつきまとう難題となる。

土質工学に関連して土の動的問題のいくつかを挙げてみる。その第1は、地盤の動的支持力に代表される土の荷重と変位の関係が静的現象の場合と比べどのような相違があるかということ、地震時、衝激的外力を受けた場合の支持力、土圧、斜面の安定等、多くの実際問題を含んでいる。第2は、振動を受けつつある土のマクロにみた性状変化に関するところで、数年前我国に大きな問題をひきおこしたゆるい砂の液状化の問題である。これは、砂の締め固め、矢板打込み等の振動を利用した施工への応用にも結びつけることが出来る。第3は、やや地球物理学的であるが、地中を伝る応力波の問題で、地震学の分野で欠くことの出来ないものであるが、土木工学においても振動による公害、防振、地下探査等広い関連を有している。この外にも、土の強度変化、くり返しによる疲労、硬化等、多くのテーマがある。そこで、本実験は、材料としての土の動的性質のうち最も基本的なものである土の動的弾性係数を実験的に研究しようとするもので、これ迄述べて来た工学上の各種

問題に、一つの基礎的データを与えようというのがそのねらいである。

この実験の主対象は、次のようである。

- 1) 土の静的および動的弾性係数をいくつかの条件について求める。
- 2) くり返し載荷の静的弾性係数に与える影響を調べる。
- 3) 静的および動的弾性係数の関係を求める。
- 4) 振動伝播の際の減衰性状を調べる。

この結果、下記の事項に関しての基礎的データを得ようとするものである。

1) 地盤の振動に関する問題

地盤上、又は地盤中の物体によってひきおこされた振動に対する地盤や構造物の応答は非常に複雑である。最も簡単に解く場合には、バネとダッシュポットの並列したモデルが考えられるが、土の内部および外部粘性を考えない場合のバネ定数が得られる。

2) 土の動的性質の静的試験よりの推定

もし、この実験によって、土の動的および静的性質の相関性についての目やすがつくとすれば、はん雑な動的試験を省略することが出来る。又、土の動的性質の室内試験法に関する研究の足がかりとしたい。

3) 地盤の圧縮性に関する問題

粘土地盤の圧縮性については、圧密理論が確立されているが、砂地盤については、沈下の絶体量が小さく問題にならないこともあって、適当な理論がない。Beer等¹⁾いくつかの理論があるが、広く受け入れられるに至っていない。荷重と、それに対応する間隙比の問題とこの実験とはもちろん結びつかないが、地盤の弾性沈下、杭の横方向支持力、ある種の地下探査との関係はつかめないであろうか。

以上かなり大それたことをもくろんで実験を開始したが、予想した数分の一の成果しか得られなかった。以下にその結果を報告する。

2. 実験方法および試料

2-1 試 料

試料は、静的および動的実験とも北海道の湧払砂と山口

* 北大工学部土木工学科 助教授 工修

** 運輸省港湾技術研究所 工修

表-1 実験に使用した砂

砂名	豊浦砂			湧払砂			
比重 G	2.65			2.72			
均等係数 C_u	1.62			2.05			
最大間隙比 e_{max}	1.014			0.763			
最小間隙比 e_{min}	0.668			0.491			
粒形	角ばっている。			いく分丸味がある。			
密度 γ_d (g/cm^3)	1.40	1.47	1.54	1.60	1.69	1.78	
間隙比 e	0.893	0.803	0.721	0.700	0.610	0.528	
相対密度 D_r (%)	34	61	84	23	57	86	
内部まさつ角 ϕ ($^\circ$)	27.5	30.0	34.0	32.5	34.5	37.0	

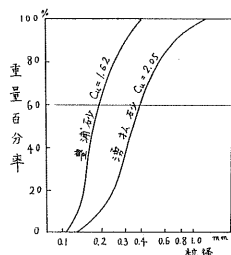


図-1 砂の粒径加積曲線

県の豊浦砂の2種について行った。前者は、石英、頁岩、安山岩等から、後者は主として石英から成っている。試料の物理的性質を、表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。実験は、砂の拘束圧を圧縮空気圧により0.25, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0kg/cm²の5段階に変化させて行ない、さらに砂2種類、間隙比各3種に変化させたので、計30ケースについての結果を得た。

2-2 静的実験

乾燥砂の静的弾性係数を求める為、通常用いられている三軸圧縮試験機を使用し、9サイクルのくり返し載荷試験を行った。載荷方法は、毎分1%の歪を与える歪制御法によった。実験結果は、図-2に示すように整理され、 σ_1 -

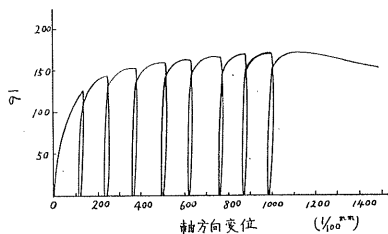


図-2 くり返し載荷～歪図

図から初期接線係数、くり返し載荷時の接線係数を求めた。図-3の例をみてわかるとおり接線係数は、接線を引くときの区間のとり方によってかなり値が変わり得るので、立ち上りの点より50~100μのあいだの直線部分の勾配

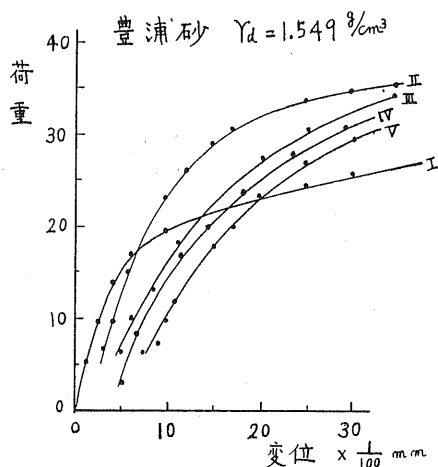


図-3 荷重～歪図

をとることにしたが、荷重計のガタや、変位の測定誤差があって苦労した。

2-3 動的実験

i) 動的実験の原理

土の動的性質に関する実験は、実験の目的を何におくかによって様々な手法が考えられているが、そのいくつかを挙げると次のようなものがある。

- 1) 静的方法と同じ方法によるが、載荷速度が非常に大きい。
 - 2) くり返し載荷を行なう。
 - 3) $(\sigma_1 - \sigma_3)$, σ_3 を振動的に加える。
 - 4) 試験装置あるいは供試体に振動を与えながらせん断試験を行なう。
 - 5) 一定の形をした供試体を強制振動、あるいは自由振動をさせる。
 - 6) 土中を伝わる振動の振幅、波速等を直接測定する。
- 上記の各方法による内外の多くの研究業績が発表されているが、本実験は、6)の方法を採用することにした。実験は解析が簡単であるように、後述するよう一次元

の波動伝播実験装置を作製した。土を弾性体と考えた場合、土中を伝播する振動の波速 V は、

$$V = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \dots\dots\dots (1)$$

E : 弾性係数

ρ : 密度

で表わされる。この場合、土の横方向の伸縮による影響は考えに入っていないが、ポアソン比 ν を考慮に入れると、縦波および横波の波速、 V_L および V_T は次式のようになり、特に V_L は ν が 0.25 より大きいとき ν によって大きく影響される。

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1+\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \dots\dots\dots (2)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}} \dots\dots\dots (3)$$

Rayleigh は、その著者 Theory of sound の中でこのような lateral inertia effect について次のような解析を行なっている。すなわち、断面積 a なる円筒形の棒において、軸より r の点の粒子の横方向変化を η 、縦方向の変化を u とすると、横方向運動のエネルギーは、波長 l の波動について、

$$dQ = \tau \rho \int_0^l \int_0^r \dot{\eta}^2 dx r dr$$

$$= \frac{\rho a \nu^2 r^2}{4} \int_0^l \left(\frac{d u}{d x}\right)^2 dx \dots\dots\dots (4)$$

それ故、全エネルギーは、

$$Q + dQ = \frac{\rho a}{2} \int_0^l \dot{u}^2 dx + \frac{\rho a \nu^2 r^2}{4} \times \int_0^l \left(\frac{d u}{d x}\right)^2 dx \dots\dots\dots (5)$$

両端自由な棒とすると、

$$(Q + dQ) / Q = 1 + \frac{i^2 \nu^2 \tau^2}{2} \cdot \frac{r^2}{l^2} \dots\dots\dots (6)$$

これより lateral motion は、振動周期を次のように増大させる。

$$1 : \left\{ 1 + \left(\frac{i \nu \tau}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{r}{l}\right)^2 \right\} \dots\dots\dots (7)$$

このことから、棒の断面に対し波長が大きい場合には、影響の小さいことがわかる。又、Pochhammer はさらに一般化した解をあたえている。彼の理論によると、この種の問題を一次元の問題としてとりあつかうためには、棒の直径を、波長とポアソン比から決まるある値より小さくしなければならない。この半径の最大値を R_{max} とすると。

$$R_{max} = T \cdot C_0 \cdot \left(\frac{R}{l}\right) \cdot \left(\frac{C}{C_0}\right) \dots\dots\dots (8)$$

であたえられる。ここに、

T : 波動の周期

C_0 : 波速

C/C_0 : Phase velocity と C_0 との比で測定の精度
 ここで、砂のポアソン比 $\nu=0.3$ $T=2 \times 10^{-3}$ sec (500ヘルツ) $C_0=300$ m/sec とすると、精度、つまり $C/C_0=0.95$ を保つための R_{max} は約 11 cm となるので、本実験に用いた砂柱の半径が約 6.5 cm であるから、一次元の問題として取り扱っても良いことが確認された。しかし、波速が、後の実験で 500 m/sec を越すものがある、lateral inertia に対する精度をすべて 95% に維持することが出来なかった。

ii) 実験方法

砂中を伝る波速の測定は、長さ約 300 cm、径約 16 cm の鉄管につめた乾燥砂について行なった。図-4 に示すよう

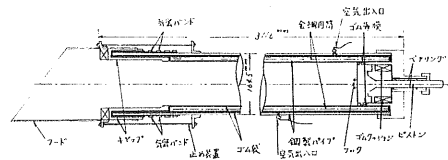


図-4 波動伝播実験装置

に、一端にピストンがついていて、振子によって衝激があたえられる。砂に拘束圧を加えるため、内側には二重のゴム袋が装置され、レギュレーターを通じて所定の圧縮空気圧が送り込まれるようになっている。ピストン前面にとりつけられたフックにつり糸を結んで管軸方向にはり、それにピックアップをピストン前面より、20cm、70cm、140cm の位置に方向に注意しつつとりつけた。この鉄管は、写真

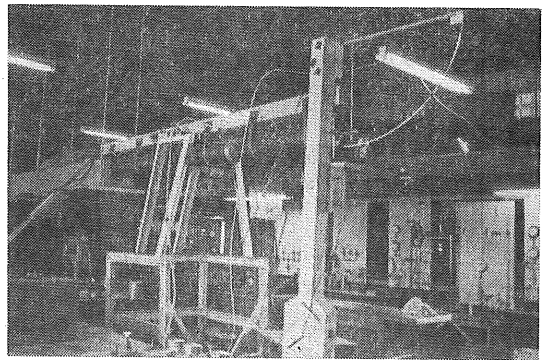


写真-1

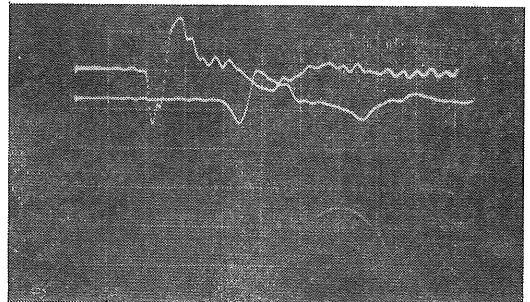


写真-2

一にみられるように簡単な槽にとりつけた角材からベルトで吊り下げであり、他からの振動との絶縁がはかられている。さらにピストンの反対側は、断面が30cm×30cm、長さ約6mの砂槽に挿入されているが、これは打撃による振動の鉄管反対端からの反射の影響を少なくするためである。ピックアップによってとり出された信号は、振動計で増幅され、二現象シンクロスコープにより写真撮影記録さ

れる。写真一2は、横軸が時間、縦軸が加速度を示している、この time lag でピックアップの距離を割ると、その間の波速を知ることができる。

動的実験のケースは供試体については、静的実験のケースと全く同じであるが、重さの異なる二つの振子A、Bについて、それぞれ落下高を変えて4種類のエネルギーを加えた。表一2にそれを示す。

表一2 打撃 エ ネ ル ギ ー

振 子		A (3715g)		B (427g)	
衝撃エネルギー ×10 ⁶ erg		E ₁ (4.3)	E ₂ (8.6)	E ₃ (12.8)	E ₄ (17.1)
落 下 高 さ	cm				
	A	1.06	2.13	3.19	4.26
	B	5.24	10.47	15.71	20.94
衝 突 速 度	cm/sec				
	A	45.6	64.6	79.1	91.4
	B	101.3	143.3	175.5	202.6

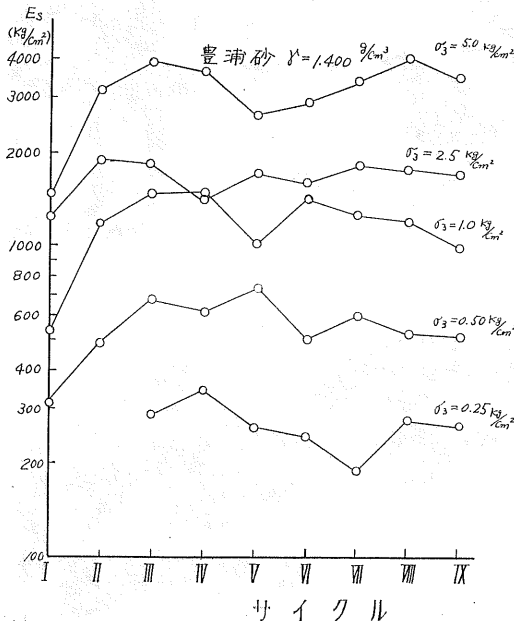
3. 実験結果とその考察

3-1 静的実験の結果

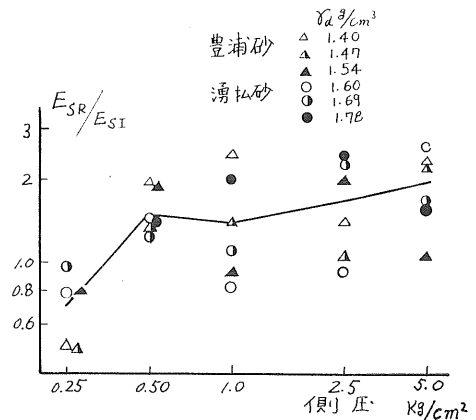
1) 静的弾性係数におよぼすくり返し载荷の影響

くり返し载荷を受けた場合、供試体の接線係数すなわち弾性係数は増大し、何回かの载荷、除荷過程の後の弾性係数は動的弾性係数に一致するという報告があるが、本実験では第1サイクルの弾性係数に比べ、第2サイクル以降の

値はいく分大きいものの、特に増大する傾向はみられない。逆にゆるい砂の場合、歪が大きくなり破壊に近づくときこの値は小さくなるようである。静的弾性係数E_sと、くり返しサイクルの関係の一例を、図一5に示す。今、第1サイクルの弾性係数をE_{SI}とし、第2サイクル以降は特に決った傾向もないので、第2~第9サイクルの平均値をE_{SR}としてE_{SR}/E_{SI}を各側圧ごとにプロットしたものが図一6である。値がかなりばらついていて、平均をとること



図一5 弾性係数とくり返し回数との関係



図一6 側圧とE_{SR}/E_{SI}の関係

は無理かもしれないが、側圧0.25kg/cm²以外では、E_{SR}はE_{SI}の50~90%増であると言える。又この実験では、E_{SR}/E_{SI}は、側圧の増大とともにやや増加している。

2) 弾性係数E_{SI}及びE_{SR}と側圧の関係

図一7はE_{SI}と側圧σ₃との関係を両対数紙上にプロット

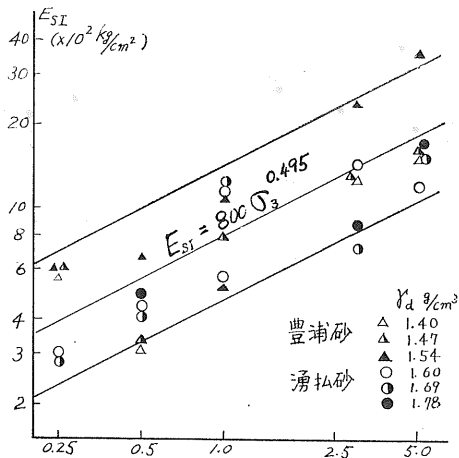


図-7 側圧と E_{s_i} の関係

したもので、図によると両者のあいだの関係は、

$$E_{s_i} = (470 \sim 1450) \cdot \sigma_3^{0.495} \dots (9)$$

で、大まかにいうと、

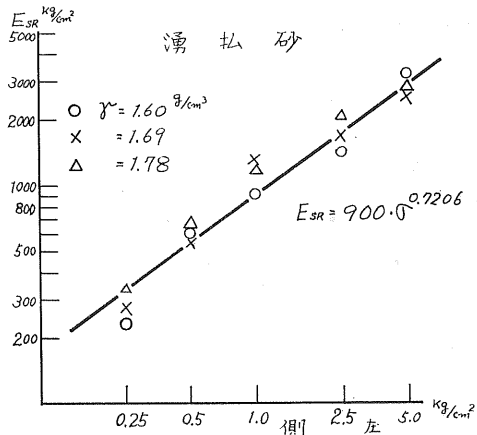
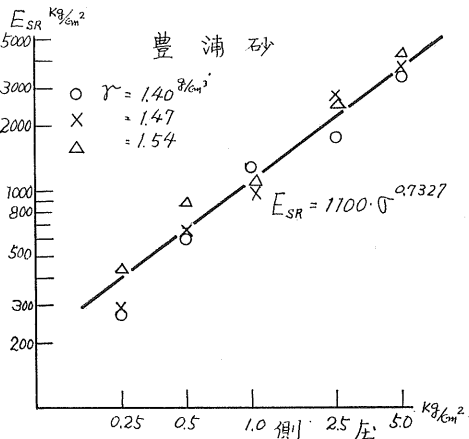


図-8 側圧と E_{s_r} の関係

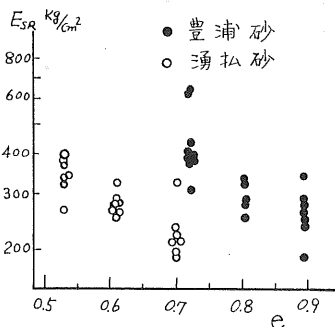


図-9 間隙比と E_{s_r} の関係

$$E_{s_i} \approx 800 \sigma_3^{0.5} \dots (10)$$

となり、弾性係数は拘束圧の平方根に比例すると云える。図-8はくり返し载荷を行った時の平均弾性係数 E_{s_r} と側圧の関係を図示している。 E_{s_r} が大きな値をとることは、図-8から求めた関係式(11)、(12)を(9)式と比べるとわかる。

$$\text{豊浦砂 } E_{s_r} = 1100 \cdot \sigma_3^{0.733} \dots (11)$$

$$\text{湧払砂 } E_{s_r} = 900 \cdot \sigma_3^{0.721} \dots (12)$$

又、(11)、(12)式を平均して、

$$E_{s_r} = 1000 \cdot \sigma_3^{0.73} \dots (13)$$

とし、(10)式との比をとると、

$$E_{s_r}/E_{s_i} = 1.25 \cdot \sigma_3^{0.23} \dots (14)$$

となり、図-6が右上りの傾向を示すことになる。

K. Terzaghi は、彼の著者の中で“ゆるい砂の初期正接係数は、拘束圧の100倍に比例する”と述べているが、今回の実験結果を彼と同様に整理すると、 E_{s_i} は、側圧の250~500倍となっている。

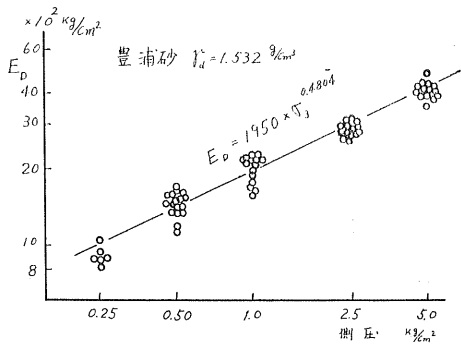
3) 静的弾性係数と間隙比の関係

図-9に、間隙比と1~9サイクルの弾性係数の関係をプロットした。間隙比と同様、砂の状態が大きく影響することがわかる。

3-2 動的実験の結果

1) 動的弾性係数におよぼす側圧の影響

弾性係数におよぼす側圧の影響は静的ケース同様最も大きいと予想されるので、両者の関係を両対数紙上にプロットしたのが図-10である。図から動的弾性係数 E_d と側圧とは、明らかに直線関係にあると認められるので、次式で表わすことが出来る。



図—10 側圧と E_D の関係

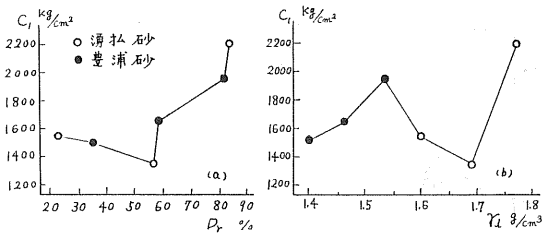
$$E_D = C_1 \sigma_3^{C_2} \dots\dots\dots (15)$$

図上より(15)式の定数 C_1 , C_2 を読みとって表—3に示す。

表—3 C_1 , C_2 の値

砂	豊浦砂			湧払砂		
	$\gamma_d = 1.40$	1.47	1.53	1.60	1.69	1.78
C_1 (kg/cm ²)	1.500	1.650	1.950	1.550	1.350	2.200
C_2	0.462	0.494	0.480	0.450	0.504	0.444

ここで、 C_1 は、 $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ のときの E_D を意味するものであるが、相対密度 D_r との関係は図—11(a)に、 γ_d との関係は図—11(b)の如くなっている。 D_r との相関が強い



図—11 C_1 と D_r および γ_d との関係

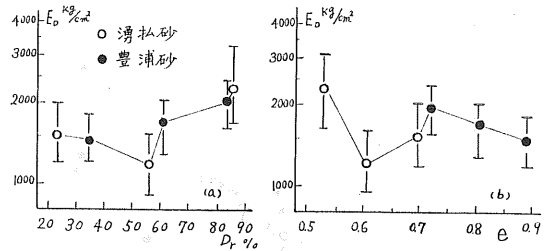
ようであるが、 C_1 は、 D_r の増化につれ、約 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ から $2,200 \text{ kg/cm}^2$ に増加している。これに反し C_2 は、土の状態に無関係に $0.444 \sim 0.504$ であるから、静的ケースの(10)式とほぼ同じ形

$$E_D = C_1 \times \sigma_3^{0.5} \dots\dots\dots (16)$$

で表わすことが出来る。

2) 弾性係数と密度の関係

図—12は、 E_D と間隙比、相対密度との関係を示したもので、密度が大きいほど E_D が大きくなることは明らかであるが、この実験からは、定量的にその関係を示すことは出来ない。この種の実験では、砂の密度の影響はかなり微妙なもので、よほど密度の調整を厳密に行なわないとうまくいかないようである。又、密度は、相対密度で表現する



図—12 E_D と D_r および e との関係 ($\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

のがよさそうである。

3) 打撃エネルギーとの関係

弾性係数は、荷重と歪の比であるから打撃のエネルギーの大小によって E_D が変化するものと予想して、4.3, 8.6, 12.8, $17.7 \times 10^9 \text{ erg}$ 4 ケースについて実験を行ったが、本実験ではその影響は全く認められなかった。

4) 振動加速度の伝播方向の変化

これ迄の研究によると、Rayleigh 型の表面波の振幅 Y と、振源距離 X との関係は、(17)式のような型で表わされ、

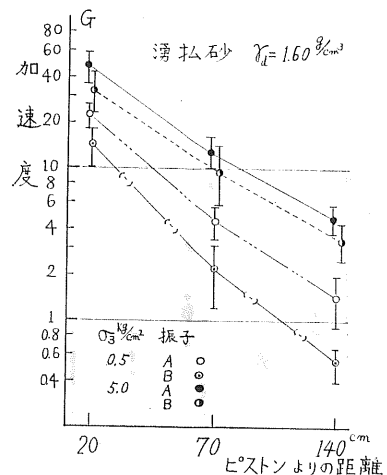
$$Y = C \cdot \frac{1}{\sqrt{X}} e^{-\alpha X} \dots\dots\dots (17)$$

減衰係数 α は、振源のエネルギーと振動数、地盤の粘性係数、

に関係し、京阪神のちゅう積地盤の測定例では、 X が $30 \sim 200 \text{ m}$ の場合、ほぼ $0.01 \sim 0.05/\text{m}$ という値が得られている。又岩盤中を発破等による振動数の高い弾性波が伝播してゆく場合には、(18)式のような実験式が提案されている。

$$Y = C W^a X^{-b} \dots\dots\dots (18)$$

ここで、 C は定数、 W は火薬量で、ほぼ $a = 0.5 \sim 1$, $b = 1 \sim 2$ の値をとる。本実験は、ピストン前面から $20, 70, 140 \text{ cm}$ の地点に設置されたピックアップ、I, II, III によ



図—13 加速度と距離の関係

って、各点の加速度を測定したものであるが、その減衰性状を上記と同じような方法で検討してみる。まず、3点での加速度と距離を半対数紙上にプロットしてみると、図-13のような結果が得られる。これから、加速度 A_0 と、ピストン前面からの距離 X とは、次式によって表わされる。

$$A_0 = A_0 e^{-\beta_{AC} X} \dots\dots\dots (19)$$

β_{AC} の供試体の種類、打撃エネルギー、密度による影響の定性的関係があまりみられなかったので、側圧ごとに平均したものが表-4である。これを図-14に示す。減衰定数

表-4 β_{AC} の値

区 間	側 圧 kg/cm^2				
	0.25	0.5	1.0	2.5	5.0
I ~ II	0.0388	0.0348	0.0274	0.0207	0.0187
II ~ III	0.0200	0.0185	0.0146	0.0117	0.0115

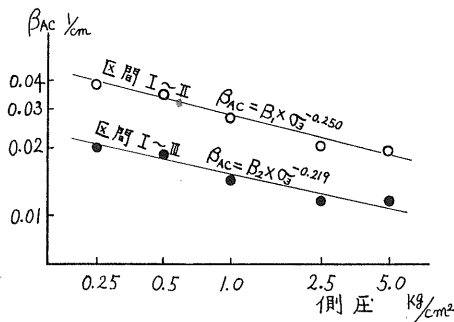


図-14 β_{AC} と側圧の関係

β_{AC} は、ピストンより20~70cmの間では、大よそ0.02~0.04/cm、70~140の間では、0.01~0.02/cmであり、 β_{AC} は振動源からの距離によって変わっている。又、側圧の影響も大きく受け、 β_{AC} を(2)式のようにおくと、

$$\beta_{AC} = B \cdot \sigma_3^{-m} \dots\dots\dots (20)$$

図-14から、

m は、区間I~IIで0.250、区間II~IIIで0.219となって、減衰は、拘束圧の $\frac{1}{4}$ ~ $\frac{1}{5}$ 乗に逆比例することになる。

一方加速度 A_0 と距離 X とを(2)式のようにおくと、

$$A_0 = A_0 X^{-\alpha_{AC}} \dots\dots\dots (21)$$

α_{AC} は、 A_0 と X とを両対数紙上にプロットした場合の勾配となる。前述したように、減衰の割合は距離によって異なるので20~140cmの区間の平均的な値を表-5、および図-15に示す。砂の種類、密度による明らかな差はみとめられないが、 α_{AC} は、おおよそ、0.8~1.7のあいだにあり、振動加速度は、距離の-0.8~-1.7乗に比例して減衰し、

図-15のグラフの勾配から、 α_{AC} は、(2)式と同じ表現をするならば、

$$\alpha_{AC} = B \cdot \sigma_3^{-n} \dots\dots\dots (22)$$

となり、(2)式中の n は、 m とほぼ同じ0.216となった。

表-5 α_{AC} の値

$\sigma_3 \text{ kg/cm}^2$	豊 浦 砂			湧 払 砂		
	1.400	1.462	1.532	1.600	1.690	1.771
0.25	1.219	1.670	1.653	1.581	1.844	1.687
0.5	1.269	1.539	1.701	1.568	1.383	1.418
1.0	1.121	1.217	1.049	1.309	1.256	0.965
2.5	0.790	1.004	0.871	1.173	1.159	0.767
5.0	0.842	0.924	0.777	1.156	1.923	0.771

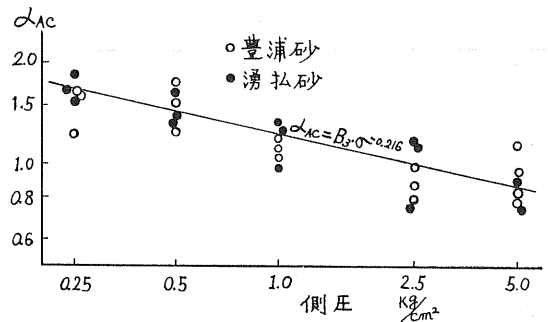


図-15 α_{AC} と側圧の関係

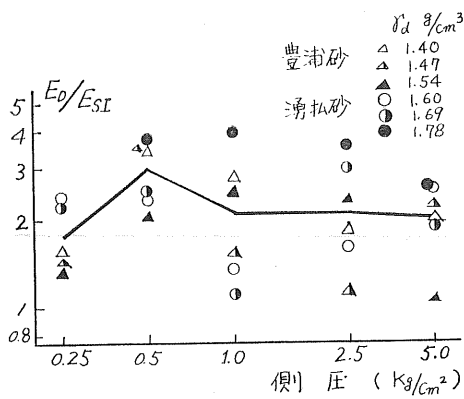
3-3 動的実験と静的実験の比較

1) 動的弾性係数 E_D と静的弾性係数 E_{ST} の関係

波速より計算された E_D と、第1サイクルの弾性係数 E_{ST} の比 E_D/E_{ST} の値を、表-6および図-16に示す。 E_D/E_{ST} の値は、約1.0~4.0でかなりのばらつきがあるが、その全平均値は、2.28である。E. T. SeiligとE. E. Veyの実験によると、 E_{ST} は今回の実験のような圧縮波の伝播速度より求めた値の約15~20%となっているが、本実験では約43%となり両者の結果は一致しない。

表-6 E_D/E_{ST} の値

側圧 kg/cm^2	豊 浦 砂			湧 払 砂			平均
	1.40	1.47	1.54	1.60	1.69	1.78	
0.25	1.61	1.32	1.51	2.42	2.30	—	1.83
0.50	3.67	3.61	2.09	2.40	2.56	3.84	3.03
1.00	2.81	1.56	2.52	1.29	1.11	4.00	2.22
2.50	1.85	1.05	2.26	1.61	2.98	3.70	2.24
5.00	2.08	2.25	1.05	2.61	1.96	2.60	2.09

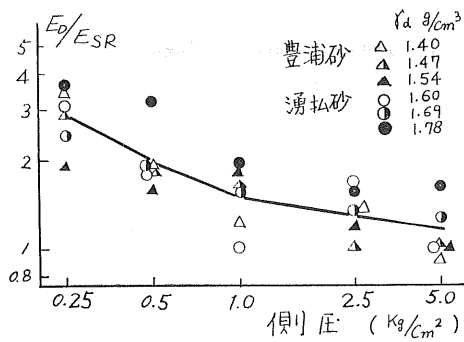


図一16 側圧と E_D/E_{SR} の関係

2) 動的弾性係数 E_D と静的弾性係数 E_{SR} の関係
 E_D と、第2~第9サイクルの弾性係数の平均値 E_{SR} の比 E_D/E_{SR} の値を表一7、および図一17に示す。

表一7 E_D/E_{SR} の 値

側圧 kg/cm^2	豊浦砂			湧払砂			平均
	1.40	1.47	1.54	1.60	1.69	1.78	
0.25	3.56	2.94	1.95	3.14	2.37	3.75	2.95
0.50	1.97	1.91	1.65	1.84	1.91	3.16	2.07
1.00	1.19	1.68	1.86	1.61	1.00	1.95	1.55
2.50	1.33	1.00	1.16	1.74	1.31	1.60	1.36
5.00	0.90	1.01	0.99	0.99	1.22	1.65	1.13



図一17 側圧と E_D/E_{SR} の関係

E_D/E_{SR} の値は、約0.9~3.8で側圧の増大につれて E_D と E_{SR} の値が近ずき、 $\sigma_3=5.0\text{kg/cm}^2$ では、約1.1となっている。図一17のような傾向は、(19)式、および(10)式からも、容易に推定することが出来る。E. T. Seilig等は、静的載荷の第4サイクルから得られた値は、波速から求めた E_D の70~80%であると報告し、Shannon等は、 E_{SR} は E_D にほぼ一致すると述べている。本実験で側圧の低いケースについての E_{SR} は、歪~荷重曲線の立ち上りの直線部分をつかまえるのに特に苦労したが、もし、 $\sigma_3=0.25, 0.5\text{kg/cm}^2$

のケースを、精度が低いとして除くならば、 E_{SR} は E_D の約65%~88%となり、Seiligの結果と略一致することになる。

3-4 在来の研究との比較

1) 土の弾性係数と横方向地盤反力係数 n_h の関係
 杭の横方向支持力を計算するChangの式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P = 0 \dots\dots\dots(23)$$

- E : 杭の弾性係数 (kg/cm²)
- I : 断面二次モーメント (cm⁴)
- x : 杭軸に沿って測った地面から下向の深さ (cm)
- y : 地中部の杭の横方向たわみ (cm)
- P : 杭の単位長さあたりの反力 (kg/cm)

とおき、 E_h を土の弾性係数とすると、

$$P = E_h y \dots\dots\dots(24)$$

この E_h と今回の実験で求められた弾性係数を比較してみる。 E_h の値を推定するのに、単位幅あたりの E_h の値を、水平方向地盤反力係数 k_h と称しているが、 k_h から E_h を導く方法がとられており、くい幅を B とすれば、 $E_h = k_h B$ である。 k_h については、くい幅 B に反比例する(E_h は B に無関係)というTerzaghiの考え方と、 k_h はくい幅 B に無関係(E_h は B に正比例)とする久保¹¹⁾¹²⁾等の考え方がある。前者はくい前面の土の圧力球根がくい幅 B に比例して大きくなるので、鉛直載荷試験と同様に、 k_h が B に反比例するとしたもので、後者は $B < 10\text{cm}$ のときは、 k_h が B に反比例し、 $B > 20\text{cm}$ のときは B に無関係であることを実験のみつけたものである。Terzaghiは、砂質土の k_h は、くい幅 B に反比例し、深さ Z に比例するものとし、

$$k_h = n_h \frac{Z}{B} \dots\dots\dots(25)$$

$$E_h = n_h Z \dots\dots\dots(26)$$

とし、この比例定数 n_h を水平方向地盤反力定数 Constant of horizontal subgrade reactionと称して、表一8のよ

表一8 n_h の 値 (Terzaghiによる)

砂の相対密度	ゆるい	中位の	締った
乾砂または湿砂	0.22	0.67	1.8
水中の砂	0.13	0.45	1.1

うに提案している。さきに種々の側圧 σ について E を求めているが、土の単位体積重量を γ として土中の鉛直応力を考えると、 γ 、 σ 、 Z の間には次のような関係になる。

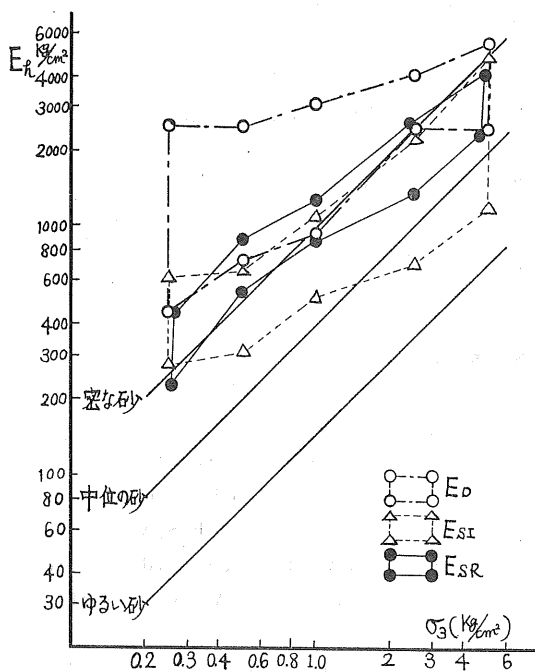
$$Z = \frac{\sigma}{\gamma} \dots\dots\dots(27)$$

ここで、表一八の、ゆるい、中位、締った砂に対応する r としてそれぞれ 1.5, 1.65, 1.80 g/cm³ を仮定すると、 σ

に対応する Z が決まり(2)式から Terzaghi の式に対する E_h が表一九のように計算される。図一八は、 E_D , E_{SR} ,

表一九 m_n より計算された E_h

側	圧 kg/cm ²	0.25	0.5	1.0	2.5	5.0
ゆるい砂 $m_n = 0.22$ $r_t = 1.50 \text{ g/cm}^3$	$Z = \sigma/r_t$	167	333	667	1670	3330
	$E_h \text{ kg/cm}^2 = m_n \cdot Z$	37	73	147	367	733
中位の砂 $m_n = 0.67$ $r_t = 1.65 \text{ g/cm}^3$	$Z = \sigma/r_t$	152	303	606	1515	3030
	$E_h = m_n \cdot Z$	101	203	406	1015	2030
締った砂 $m_n = 1.80$ $r_t = 1.80 \text{ g/cm}^3$	$Z = \sigma/r_t$	139	278	555	1389	2778
	$E_h = m_n \cdot Z$	250	500	1000	2500	5000



図一八 Terzaghiの値との比較

E_{SR} と側圧 σ に対応する E_S の計算値を比較したものである。密な砂についての係数 $m_n = 1.8$ で計算した E_h と E_{SR} が良く一致しているが、実験値には密、中、粗のデータが含まれているのに、Terzaghiの提案のような密度による差が大きく表われていない。 E_D は E_S に比べかなり大きく、 E_{SR} は、 σ の高い所でのみ一致している。しかし E_h は σ の増加 (Z の増加) と一次の関係にあるが、実験値は 0.5 ~ 0.73 乗に比例するので、 $E \sim \sigma$ 線の傾きは違っている。実際のくいを考えると、 E_h が問題になるのはくいの第一不動点の殆どりの深さ付近のものであるが、これはこの実験では $\sigma = 0.25 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ に相当する。図一八によると実験値と Terzaghi の値とは σ の低い所で一そう不一致の度がひどく、又、福岡や運輸省の研究機関の発表している N 値と k_h の関係と、今回の結果を内部まさつ角から N 値に換算して比較してみても、実験値が数倍大きかった。

2) 圧縮波の波速について

砂中を伝播する圧縮波の波速について多くの研究があるが、波速 V を(2)式のように表わした場合の q の値を表一十

$$V = A \sigma^q \dots\dots\dots (2)$$

表一十 q の値 ($\sigma = 0.1 \sim 5.0 \text{ kg/cm}^2$)

実験者	試料	間隙比	q
Iida	粒度をそろえた石英砂	—	1/2.6
Matuzaka, Hunter	乾燥砂	0.64	1/3.7
M. I. T.	Ottawa 砂	$\omega = 0$	0.61
Wilson, Miller	中程度の細砂	$\omega = 13$	0.71
Hardin, Richart	Ottawa 砂	$\omega = 0$	0.53 ~ 0.65
Gassman	球状の花崗岩	—	1/6
Duffy Mindlin	鋼球	—	1/4
筆者	豊浦砂, 湧払砂	$\omega = 0$	0.53 ~ 0.89

に示す。\$q\$は、\$1/2.6 \sim 1/6\$となっているが、通常の砂に対しては約\$1/4\$と云えよう。含水比、間隙比の影響についての論議は残念ながら今回の実験データからは出来ない。

3) 相対密度と\$N\$値の関係についての一つの問題

\$N\$値と内部まざつ角の\$\phi\$の関係については、Meyerhof,¹⁷⁾ Dunham, Peck,¹⁸⁾ 大崎等¹⁹⁾の提案があるが、TerzaghiとPeckによって関係づけられたのが最初である。\$N\$値は、土の圧縮性、せん断強さの一つの表示であり、砂の単位体積の中に実質部分がどれだけ存在しているかを表わしている乾燥密度又は間隙比と最も関係があるように思われるが、一般には\$N\$値と砂の締め具合を表わす相対密度\$D_r\$が結びつけられている。ここでふたたび拘束圧が問題になって来る。砂の場合例えば内部まざつ角\$\phi\$は(29)式のような

$$\phi = \sqrt{12N} + 20 \dots \dots \dots (29)$$

式で\$N\$値と関係づけられているが、むしろ\$\phi\$そのものよりも、土の圧縮性\$mv = \frac{1}{E}\$およびせん断強さ\$\tan \phi\$が\$N\$値に強く影響しそうに思われる。そうすると、同じ\$D_r\$の土が異なる土かぶり圧のもとでは異なる\$N\$値を示すことになるから、深い地点で大きな\$N\$値を得てもそれが堅固な地盤であるとするのはあやまりとなる。Schultzeは、図-19に示す。

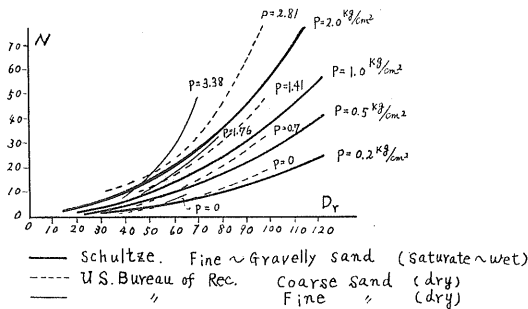


図-19 \$D_r\$ と\$N\$の関係 (Schultze)

ように地下水面上下の砂質土についての現場試験から、\$N - D_r - P\$の関係を明らかにし(30)式を提案した。ここで\$P\$は土かぶり圧である。

$$\log_e D_r = 0.48 \log_e N - 0.262 \log_e P + 2.84 \dots \dots (30)$$

Moussa²²⁾によれば、\$e_{max}\$、\$e_{min}\$の項を付加することにより式の精度はさらに良くなるとしている。この式を変形すると、

$$N = \text{Const} \times D_r^{2.1} \times P^{0.55} \dots \dots \dots (31)$$

となり、同じ相対密度(同じ\$\phi\$)の地盤でも、\$N\$値は拘束圧の0.55乗に比例して大きく測定されることになり、今回の実験と似た傾向にある。だから(29)式の中に\$\sigma^{0.5}\$に関係する補正の項が組み入れられなければならないことになるが、\$N\$値の精度やその使用状態からいって、現在のままの

とり扱い方で良いとも云えるが考慮の余地がないであろうか。

4. 結 論

1. 三軸圧縮試験によりくり返し載荷を行なった場合、\$E_{sr}\$は側圧の0.5 乗に、\$E_{srk}\$は側圧の0.73乗に比例して増大する。
2. 動的弾性係数\$E_D\$は側圧の0.5 乗に比例して増大する。したがって砂中を伝播する縦波の波速は、側圧の略4乗に比例する。
3. くりかえし載荷を行うと弾性係数は50~90%増大する。
4. 動的、および静的弾性係数のあいだには、\$E_D / E_{sr} \approx 2 \sim 3\$、\$E_D / E_{srk} = 1.2 \sim 2.9\$の関係があった。
5. 振動加速度の伝播方向の減衰を\$A = e^{-\beta acX}\$で表わすと\$\beta ac\$は、約0.01~0.04/cmで、この値は側圧の\$1/4 \sim 1/6\$乗に比例する。

今回の実験で残念であったことの一つに、砂の種類、間隙比の影響が定性的にもはっきりと表われなかったことであった。データの数も充分といえないが、三軸試験等において種々の性質を初期間隙比で論じて良いものかという疑問を感じた。破壊時の間隙比は限界間隙比に近いわけであるから、この種の問題をとりあつかう際には別なパラメーターで整理する必要があるのではなからうか。

終りに、この実験を行なうにあたり、終始懇切な指導と、協力を頂いた北郷教授はじめ土質工学研究室の諸氏に謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) E.D. Beer : Settlement records on bridges, Proc. II. I.C.S.F.E, 1946
- 2) B. Rayleigh : The Theory of Sound. P250
- 3) 文献 2) P252, および W. Goldsmith 他 : Dynamic Behavior of Concrete, Proc. S.E.S.A vol. 23-1
- 4) E.T. Selig, E.E. Vey : Shock Induced Stress Wave Propagation in Sand, Proc. A.S.C.E S.M. 3 1965
- 5) K. Terzaghi ; R. Peck : Soil mechanics in engineering practice. P106~108
- 6) 村山, 大崎編 : 基礎工学ハンドブック. P300
- 7) 文献 3)
- 8) 文献 4)
- 9) W.L. Shannon, G. Yanmae, R. Dietrich : Dynamic Triaxial Test on Sand, Proc. 1st Pan American Conf. on S.M.F.E. vol. 1 1969
- 10) K. Terzaghi : Evaluation of Coefficient of Subgrade-reaction, Geotechnique 5~4, 1955

- 11) 久保浩一：杭の抵抗に関する実験的研究，運研報告 11～12 1962
- 12) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技研報告 2～3 1964
- 13) 福岡正己，宇部一馬：ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向k値測定について，土と基礎特集号1，1959
- 14) 運輸省調査設計室報告：栈橋ドルフィン設計法，1962
- 15) 土質工学会編：土質工学ハンドブック P 295
- 16) B. Hardin, F. Richart : Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Proc, A.S.C.E. S.M. 1, 1963
- 17) C. Meyerhof : Penetration test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. A.S.C.E. S.M. 1 1956
- 18) J. Dunham : Pile Foundation for Buildings, Proc. A.S.C.E. vol. 80, 1954
- 19) R. Peck, W. Hanson, T. Thornburn : Foundation Engineering, 1953
- 20) 大崎順彦：建築地盤調査計画について，土と基礎，25, vol. 6 1958
- 21) E. Schultze, E. Menzenbach : Standard penetration test and Compressibility of Soils, Proc. 5th I.C.S.M.F.E, vol. 1 1961
- 22) Moussa : Die Zusammendruckbarkeit von Sand. Dissertation Technische Hochschule Aachen, 1960

液性限界測定法に関する実験的研究 (第3報)

正員 北 郷 繁*
 正員 益 田 栄 治**
 正員 〇佐野 侖 房***

1. ま え が き
 本稿は第1報¹⁾、第2報²⁾にひきつづき、コーン貫入法による液性限界(以下LLと略す)の測定法に関する報告である。本研究の目的は1) LL のより厳密な定義を得ようと

すること、2) コーン貫入速度の違いがその貫入特性に与える影響を確認し妥当な貫入速度を見出すこと、3) 含水比・セン断強さの直線性がLL附近の高含水比でも成立するかどうかを確かめること、4) 試料容器の必要最小限の大きさを知ることである。

表-1 試料の採取地と性状

試料 No.	LL(%)	PI(%)	I _v	G _s	活性度	灼熱損失(%)	三角座標による分類	採取者	採取地
1	35.3	12.4	5.9	2.682	0.44	2.13	粘 土	札幌土現	
2	37.2	17.9	8.2	2.727	0.66	5.00	〃	室蘭土現	沙流郡門別町
3	40.4	18.2	7.1	2.575	0.65	4.57	〃	札幌開建 A	
4	42.2	20.3	7.5	2.638	0.70	4.20	〃	〃 B	
5	45.8	19.0	7.2	2.697	0.59	4.87	〃	帯広土現 A	河東郡鹿追町
6	46.4	19.2	6.7	2.685	0.60	6.40	〃	〃 B	清水町
7	47.2	19.5	7.9	2.584	0.63	4.63	〃	〃 C	
8	47.8	18.7	8.0	2.589	0.52	4.97	〃	〃 D	
9	49.2	25.2	13.2	2.588	0.84	1.97	〃	札幌開建 C	雨龍郡美葉牛
10	51.6	28.0	9.0	2.622	0.68	6.63	〃	旭川開建 B	富良野町北の峯団地
11	57.2	22.7	11.0	2.618	0.75	7.57	〃	石狩川開建	豊平川雁来
12	57.4	25.4	8.5	2.529	0.54	8.77	〃	旭川開建 A	士別市内(国道40号)
13	60.6	34.9	6.6	2.715	1.06	1.87	〃	笠岡	市販粘土
14	61.9	23.8	8.6	2.710	1.04	4.00	〃	函館土現 B	
15	63.0	29.5	8.9	2.618	0.89	7.30	〃	稚内土現	歌登
16	66.2	29.6	12.1	2.697	1.34	5.83	シルト質粘土	当研究室 A	札幌市北大工学部ボイラー室基礎
17	66.7	39.5	10.9	2.654	0.69	8.27	粘 土	旭川開建 C	音威子府町
18	67.3	38.2	8.3	2.650	1.27	2.67	〃	大林組 B	
19	71.0	32.0	12.0	2.629	1.00	3.47	〃	釧路開建	
20	72.0	30.9	12.8	2.620	6.18	9.80	シルト質粘土	地崎組	十勝郡浦幌町
21	73.6	42.2	9.1	2.589	0.70	7.87	粘 土	大林組 A	
22	75.0	39.1	13.2	2.603	1.15	3.50	〃	当研究室 B	札幌市北大工学部ボイラー室基礎
23	82.6	56.2	21.0	2.704	0.92	5.33	〃	留萌開建	
24	83.5	50.2	7.8	2.636	0.85	9.97	〃	富岡	市販粘土
25	85.1	48.5	14.5	2.605	0.60	13.03	〃	木節	〃
26	86.0	45.8	15.1	2.658	1.64	8.80	〃	当研究室 C	札幌市北大工学部ボイラー室基礎
27	93.8	57.6	24.1	2.627	0.82	9.20	〃	蛙目	市販粘土
28	111.0	68.9	24.9	2.764	1.19	9.27	〃	函館土現 A	
29	119.8	66.8	22.0	2.517	1.63	11.94	〃	当研究室 D	札幌市北大工学部ボイラー室基礎

* 北大工学部土木工学科 教授 工博
 ** 北大工学部土木工学科 助手
 *** 函館工業高等専門学校土木工学科 講師 工修

2. 試料と実験方法

1) 試料

自然採取土25種を主体として、市販粘土4種を加え合計29種で、LLが35~120%にわたるよう選択した。バリエーションを与えるためにはほぼ全道にまたがって採取した。表一は試料の採取地、性状を示す。試料は0.42mmのフルイを通過する部分を用い、LLをはさむ4段階の含水比になるように調整して充分にこねかえし、缶につめて最少10日間の養生を行ない、かつ恒温水槽で試料土の温度を一定に保ち試験開始直前に含有水の逸散を防ぎながら再び充分にねりかえた。

2) コーン貫入試験

測定装置の機構は文献2)に示すものとほとんど同じで違いはコーンをとりつけるロッドの滑動部にスライドボールベアリングを用いてマサツを減じたこと、およびチャックを用いてロッドのリリースが瞬間的にできるように改良した点である。使用したコーンは先端角90°上部の直径30mm、重量はロッドを含めて100grである。コーン貫入速度は表一に示す4種類である。

表一 コーンの貫入速度

記号	速度 (mm/sec)	V ₄ に対する比
V ₁	自由落下	∞
V ₂	3.38	84.5
V ₃	1.00	25.0
V ₄	0.04	1.0

文献2)にも記したように肉眼では貫入が停止したと思われる後もクリープに帰因するような貫入が継続し、いかなる状態を貫入停止とみなすべきかが問題になる。予備実験の結果よりV₁(自由落下)については落下後30秒後、V₂~V₄については吊糸がある一定量たるんでから1分後に貫入量のみをとることとした。試料容器は表一の7種を用いた。

表一 容器の寸法

記号	内径 (mm)	深さ (mm)
A	70	30
B	60	30
C	53	30
D	40	30
E	30	30
A'	70	20
B'	60	20

水の粘性が貫入抵抗に与える影響を一様にするために試料土の温度を20℃に保ち、試験開始直前によくねりかえし、手早くかつ気泡をとりこまないように容器につめ、コーン先端を試料表面と接触させる。V₁のときにはそのま

まコーンを買入させ、V₂~V₄のときには始読をとった後コーンを試料表面より少し上昇させ、そこから定速貫入させ前述の規準に従って終読をとる。これはモーターが定速になるまでの時間の遅れの影響をとり除くためである。貫入量測定後コーン貫入部より含水比を求める。同一含水比で最小限4回の測定を行ない、一つの相関々数 $w \sim \log p$ (p は貫入量)は16個の測定値よりなる。

3) ペーン試験

試験機は文献3)に述べてある。試料はコーン貫入試験のと同じ状態で、試験直前に養生した土をねりかえてつめかえ、1回の測定が終了するとまたねりかえてつめかえ、同一の含水比で3回の測定を行なった。含水比は供試体の上中下より一つずつとり、その平均値をその試料の含水比とした。使用したペーンは表一に示す3種である。

表一 ペーンの寸法

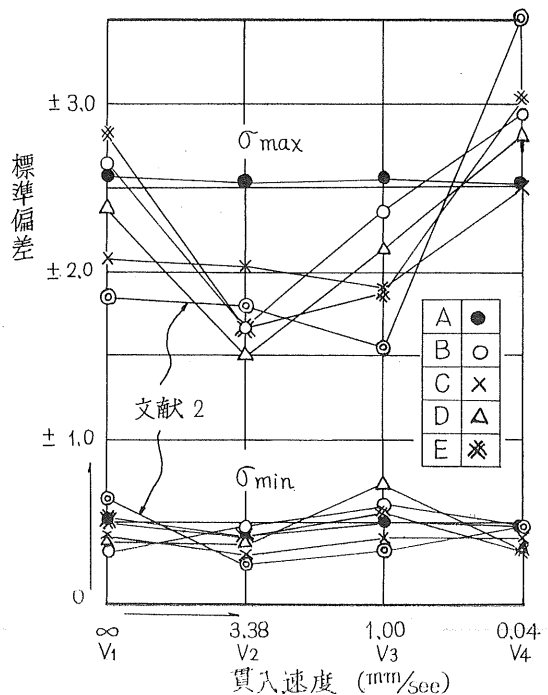
	羽根数(枚)	直径D(mm)	高さH(mm)	H/D
No.1	4	48.3	96.7	2
No.2	4	37.4	74.4	2
No.3	4	28.6	57.2	2

3. 試験結果と考察

1) コーン貫入試験

i) $w \sim \log p$ の直線性

Casagrande法(以下現行法と称する)による $w \sim \log N$



図一 σ の比較

が直線であることに対応する実験事実であり、今回は各測定値の直線からの分散度を示す標準偏差(σ)を計算してみた。各貫入速度・容器別の σ の最大値と最小値を図示したものが図-1である。これより貫入速度の中で最も小さい分散を与えるのは V_2 であってこれより遅くなると急速に大になること、分散に変動の少ないのはA容器であることがわかる。

それゆえ現行法の動的要素を除去するために貫入速度を極端に遅くすることは測定精度の上から望ましくない。

ii) 貫入速度の影響

表-5は容器別、貫入速度別の平均貫入量 \bar{p} を示す。

表-5 平均貫入量 \bar{p} (mm)

貫入速度(mm/sec)			V ₁ (自由落下)	V ₂ (3.38)	V ₃ (1.00)	V ₄ (0.04)	
容器 名称	直径 (mm)	高さ (mm)					
A	70	30	9.93	8.00	8.12	7.94	
B	60	30	9.82	8.09	8.08	7.87	
C	53	30	9.39	7.91	7.83	7.64	
D	40	30	8.99	7.57	7.56	7.42	
E	30	30	7.98	6.89	6.92	6.61	
A'	70	20	9.43	試料数: V ₁ のCからB'までが29個他は11個			
B'	60	20	9.38				

\bar{p} は $w \sim \log p$ 直線より現行法によるLL(w_{LL})に対応する貫入量 p を求め、これをそれぞれの場合について算術平均したものである。図-2は表-5を図化したものである。

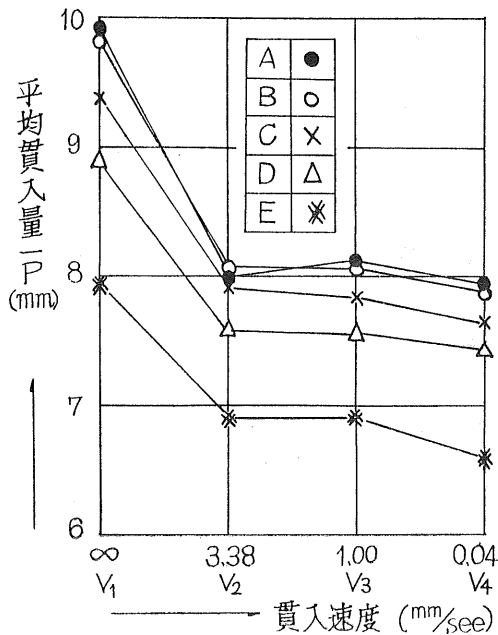


図-2 貫入速度と平均貫入量

この結果より V_2, V_3, V_4 では \bar{p} にはほとんど差がなく、 V_1 の \bar{p} は他の速度の \bar{p} よりも常に1mm以上大きい値を示すことが分る。したがって、この差は V_1 が自由落下に帰因することは明らかである。それゆえ現行法のもつ欠点、すなわち衝撃的力を除去することのみを目的とするならば、 V_2 以下の速度に制御すべきである。

つぎに $w \sim \log p$ の勾配 I_p について調べる。 I_p は現行法の流動指数 I_f に対応するものであり、本実験では15~100の値をとり、LLが大なるほど大きくなる。図-3は自由

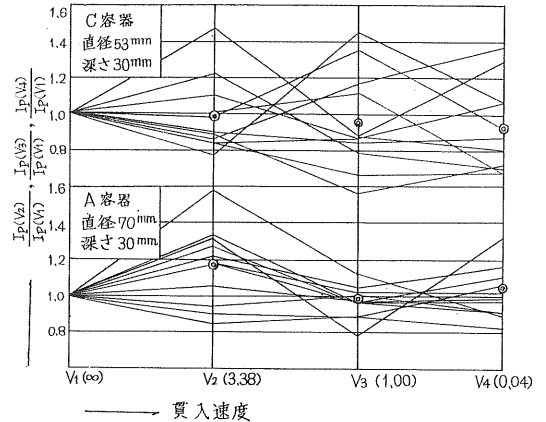


図-3 貫入速度による I_p の変化

落下の I_p を基準として、他の貫入速度の I_p の比をプロットしたもので、図中の二重丸は各貫入速度についての平均値である。図-3は貫入速度によって I_p は影響されないことを示しており、この結論は文献2)と同様である。 I_p は I_f と同様、LL付近における、粘土の強度と含水比の相対関係につながる指数とみることができ、この指数が貫入速度の大小によって変わらないということは、コーンが貫入するときの土の抵抗の様子は、それぞれの場合について相似であることを意味する。このことがコーン貫入法において、衝撃的貫入でありながら自由落下(V_1)を採用できる一つの根拠である。

iii) 流動指数 I_f と貫入指数 I_p

I_f, I_p 共にある一定の流動抵抗、又は貫入量を与える含水比の変分であるからして、両者の間には相当明瞭な相関が得られるはずである。

文献2)では $I_p = 4.4I_f + 3.3$ (V_1 , 容器:C)

今回は $I_p = 3.6I_f - 2.1$ (V_1 , 〳 A)

$I_p = 4.5I_f - 6.9$ (V_1 , 〳 C)

である。図-4はこれを図化したものである。文献2)で得られた相関(第1式)と同じ容器、落下速度で得られた今回の相関(第3式)をくらべてみると、切片に多少の相異があるがよく一致しているのがわかる。むしろ切片の相異はあまり問題にせず、この貫入条件のもとでは、 I_p は I_f の4倍程度の値をもつと推定するのが妥当であると考えられ

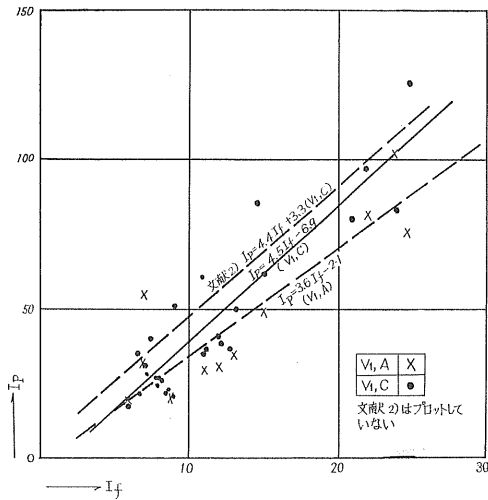


図-4 I_p, I_f の関係

る。容器Aの勾配はCの勾配より小さく与えられるが、容器寸法の項で後述するように、この勾配の差は容器寸法の影響によるものであり、より大きな容器を用いれば勾配がゆるくなるのは確かのようにである。いずれにせよ、これまでの結果を通して I_p は I_f と同様その土の強度特性をかなり忠実に表現する指数と考えてよい。この事実は他面、コーン貫入法の一つの根拠となるわけである。

iv) 容器寸法の影響

コーンは土を排除しながら貫入するから側方、あるいは底によって拘束をうけるような小さな寸法は、測定容器と

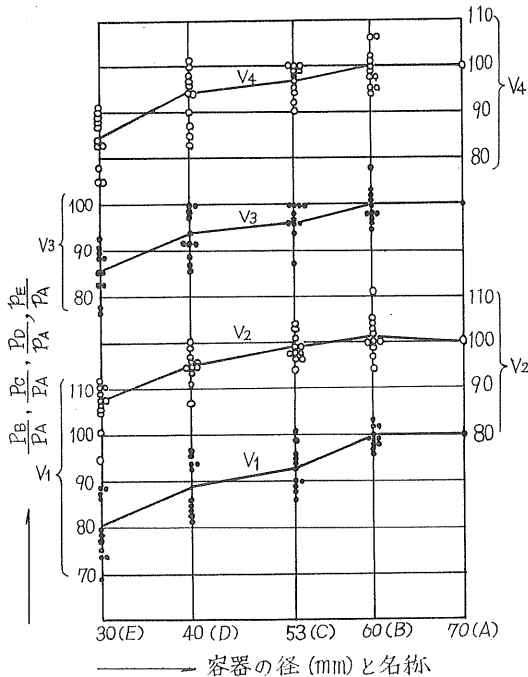


図-5 容器の直径の影響

しては失格である。また極端に大きな寸法では土量が増し、試料採取や供試体作成上不便であるので、必要最小限の寸法を求める必要がある。

まず直径について考察を加える。貫入速度別に w_{LL} に対応する貫入量 p をプロットしてみると、AとBの容器についての p が近接している、C, D, Eがこの二つよりかなり小さい傾向がみられた。これを確認するため、Aの貫入量 p_A を基準にして他の貫入量 $p_B \sim p_B$ の%を計算、図示したものが図-5である。図中の折線は平均値を結んだものである。この図からもA, Bがほとんど同じ p を与えること、また V_3, V_4 等の遅い貫入速度についてもこのことが成立することが分る。とくに V_1 ではBとCとの落差は顕著である。 $\phi 53\text{mm}$ の容器ではコーン貫入を阻止する何らかの拘束が働くのに反し、 $\phi 60\text{mm}$ にはこれがないといえる。すなわち深さ30mmとするときの容器の最小寸法は53mmと60mmの間にあるということになる。図-6は容器Aの I_p を基準として、他の容器の I_p を%で表わし、貫入速度別に示したものである。二重丸は平均値である。この図は(1) I_p

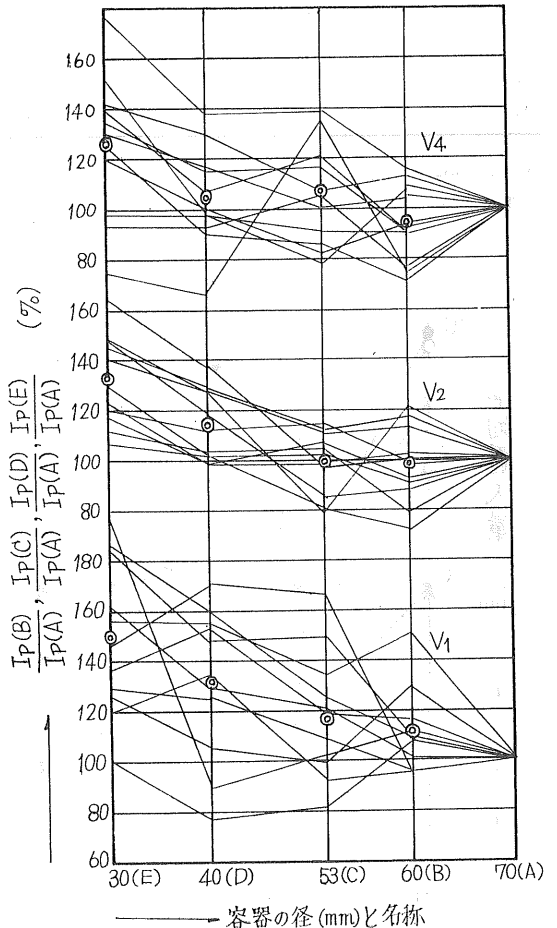
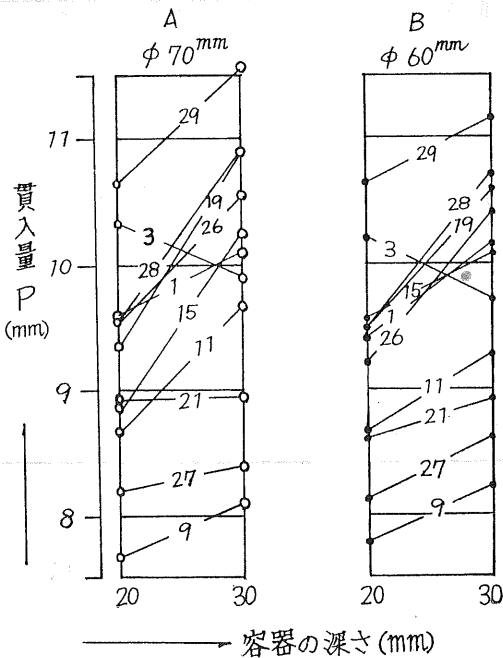


図-6 容器の径と I_p の変化

は容器の径が小さいほど大きく出る、(2)容器の径が I_p の大きさに与える影響の程度はLLの高低に無関係である、(3)この傾向はすべての貫入速度に共通して認められることを示している。 w , p の測定誤差による I_p の誤差を10%程度と考えると大きざっぱには、 V_1 ではBまで、 V_2 以下ではC~Dまで影響はないとみることができる。

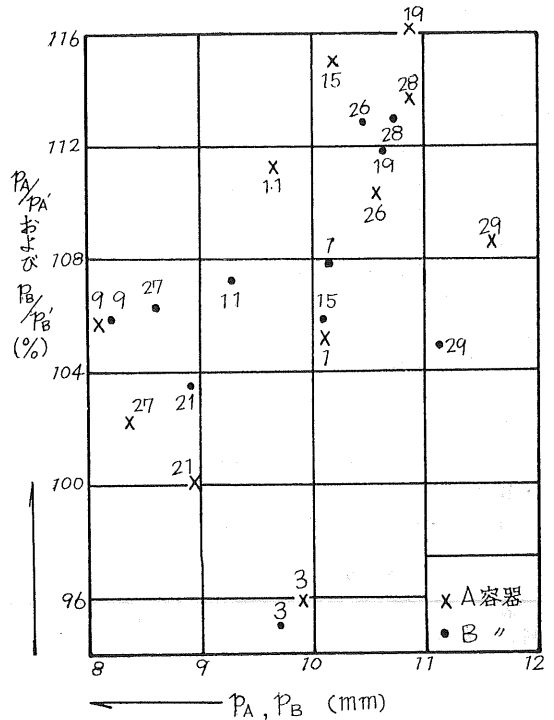
コーンが貫入する際の側方拘束の程度は当然貫入量に比例するであろうから大きい貫入量を与える V_1 ではBのような大きい容器でも影響が現われはじめるのに、 V_2 以下の速度では貫入量が小さいため容器Cでもまだ大きな影響が現われないことになる。容器の径が小さくなると I_p が大きくなる理由もここにある。

つぎに深さについて考えてみる。この問題については、実験の都合によりデータが少ないが、その結果は従来のものとは異なることが予想されるので簡単に報告する。容器はA, Bそれぞれ20mm, 30mmの計4種であり、試験結果を図一7に示す。ほとんどの試料について30mm容器の貫入量が



図一7 容器の深さと貫入量 (自由落下の場合)

20mm容器のそれより大きいことがわかる。同一の径の容器についての比較であるからこの差はすべて容器の深さの大小に帰因すると考えられる。図一8は30mmの p の20mmのそれに対する%を p の大小についてプロットしたもので、全体として右上り、つまりLLに対応する貫入量の大きなものほど深さに影響される度合いが大きいことを示す。これは直径の項で述べたように、コーンが深く貫入するほど容器底部の拘束が増し貫入しにくくなるためであると考えられる。



図一8 貫入量の大きさと深さの影響度 (自由落下の場合)

したがって10mm前後の貫入を生ずる場合、20mmの深さでは貫入を妨げる外的な作用が認められ、20mmは不適当な深さであることが分ったが、30mmが必要にして十分な深さであると断定するには資料不足であり、今後の研究において補足したい。文献4) 5) をみると、貫入量が10mm以下ならば20mm以上、貫入量が12mm以上なら40mm以上の深さを必要とするとの結論と考えられる。この前段が本実験の結果と異なるのである。

v) コーン貫入法によるLL

コーン貫入法で実際にLL(w_{CL})を求めるには、 $w \sim \log p$ 直線を求め、これから \bar{p} に対応する w を図式的に求め、これを w_{CL} とする。現行法で $w \sim \log N$ から $N=25$ に対応する w を w_{LL} とするのと全く同じ手法である。したがって \bar{p} はきわめて重要な値であり、かつ w_{LL} と w_{CL} が無関係にならないように決定されねばならない。実質上 $w_{LL} = w_{CL}$ になることが最も望ましい。かりに自由落下(V_1)、容器Bを採用すると、容器の径と深さはまずまずの大きさであり、コーンは全く自由に土中に貫入するであろう。したがってコーン貫入法と現行法の違いは前者が動的な貫入抵抗を測定の対象としているのに対し、後者では衝撃に対する流動抵抗をその対象としており両者における土の抵抗のメカニズムは全く同一ではないが、全く異種のもでもない。それゆえ w_{CL} が w_{LL} とそれほど大きくく違うことはないと考えられる。このくい違いの程度をみるために

$$\frac{w_{LL} - w_{CL}}{w_{LL}} \times 100$$

の絶対値の平均値を求めたところ、平均値では3%以内、最大値で9%以内であったから、 w_{CL} は w_{LL} に近接した値であることがわかる。

\bar{p} は容器と貫入速度の組合せにより異なる。これまで論じたように V_2 以下の有限速度は望ましい点もあるが、装置が比較的複雑かつ操作も単純でないので試験方法としては不適当である。容器ではC以下は側方拘束が明らかであるから望ましくない。逆にAは十分な大きさではあるが、多量の試料土を必要とし、供試体の作成が大変である。したがって V_1 とBの組合せが今回用いたものの中で最良ということになる。ただし深さの点に問題は残っている。そうすると表-5より $\bar{p}=9.82\text{mm}$ となる。この値は文献2)の 8.27mm より大きい、これは $V_1 \cdot C$ の場合であるので $V_1 \cdot B$ のときにはこれより大きくなるはずである。それでも今回の $V_1 \cdot C$ の \bar{p} は 9.38mm であるから文献2)より 1mm

表-6(1) τ_{LL} , τ_{CL} および I_s

試番 料号	τ_{LL} (gr/cm^2)	I_s	V_1 の τ_{CL} (gr/cm^2)				
			C	D	E	A'	B'
1	22	-8.8	25	20	21	24	22
2	21	-13.1	21	19	21	20	19
3	26	-15.1	31	31	30	30	30
4	22	-13.8	18	20	20	16	18
5	26	-16.5	28	25	26	28	28
6	27	-16.1	25	21	20	24	26
7	26	-13.8	25	23	22	24	24
8	26	-20.7	26	24	23	24	24
9	28	-22.1	22	20	23	20	21
10	26	-25.3	23	23	25	22	23
11	26	-15.9	24	20	22	22	21
12	27	-26.7	27	24	27	24	27
13	30	-20.1	26	26	24	24	24
14	23	-17.1	28	26	26	25	27
15	25	-14.8	27	27	22	23	25
16	26	-13.5	28	25	23	25	26
17	18	-19.6	22	23	22	19	20
18	24	-33.4	25	24	26	24	24
19	21	-19.6	24	28	22	21	21
20	18	-17.9	32	28	27	31	30
21	22	-28.6	18	18	20	16	17
22	23	-28.7	27	26	27	28	26
23	14	-45.6	16	16	19	15	15
24	15	-14.2	24	24	13	23	17
25	18	-24.4	31	26	30	27	28
26	21	-35.1	22	20	20	22	21
27	23	-38.9	19	18	19	17	17
28	13	-42.6	14	14	16	14	14
29	19	-52.0	24	21	19	23	23
平均	23		24	23	23	23	23

程大きく測定されている。文献2)は市販粘土、本実験は大部分が北海道内の自然堆積土を試料としていることが大きな要素であり、装置改良、測定技術向上以上に試料の成因に原因があるのではないかと推定される。すなわち、文献2)と同じ2, 3の試料についての今回の結果は、文献2)の値とほぼ同じか、やや小さめの値を与えている。少なくとも道内の粘土については $V_1 \cdot B$ の場合 10mm に近い貫入を与えるときの w を w_{CL} として差支えないと考える。

($p - \bar{p}$)を w_{LL} についてプロットしてみると、大よそ右上の傾向を示し、 w_{LL} が大きくなると全体の平均値より大きくなるようである。

2) ベーン試験

現行法による w_{LL} に対応するせん断強さを τ_{LL} (g/cm^2)、コーン貫入法による w_{CL} に対応するものを τ_{CL} 、 $w \sim \log \tau$ の傾きを I_s (強度指数)とする。表-6(1), (2)は τ_{LL} および I_s および V_1 , V_2 のときの各容器についての τ_{CL} を示す。

表-6(2) τ_{CL}

試番 料号	V_1 の τ_{CL} (gr/cm^2)		V_2 の τ_{CL} (gr/cm^2)		
	A	B	A	B	C
1	23	24	21	23	24
3	25	24	26	27	25
9	21	22	20	18	20
11	25	23	22	22	23
15	26	26	25	22	23
19	24	25	21	23	21
21	18	18	18	17	17
26	23	24	22	25	24
27	15	16	17	15	18
28	15	15	15	15	15
29	24	23	28	24	28
平均	22	22	21	21	22

i) $w \sim \log \tau$ の直線性

飽和粘土の非排水強さの対数と含水比が直線関係にあることは周知の実験事実である。本実験によるとLL附近という高含水状態においてもこの直線性が成立するようである。

この直線性が w がどの範囲について成立つのか、つまりきわめてせまい範囲について近似的に直線なのか、それとも塑性状態の全域にわたってただ一つの直線で表現できるのかの問題は粘性土の強度を考える際にきわめて興味あるところである。既往の研究によっても本実験によっても結論は前者のようである。つまり塑性全域にわたっては一つの直線では表わせないようである。図-9は液性指数の範囲とそのときの強度指数とを示したものである。PL附近のデータは本実験とは別に行なった圧密非排水三軸圧縮強さ試験による $w \sim \log \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$ の勾配である。この図によるとLL附近の勾配が急でPL附近がゆるいことが明瞭

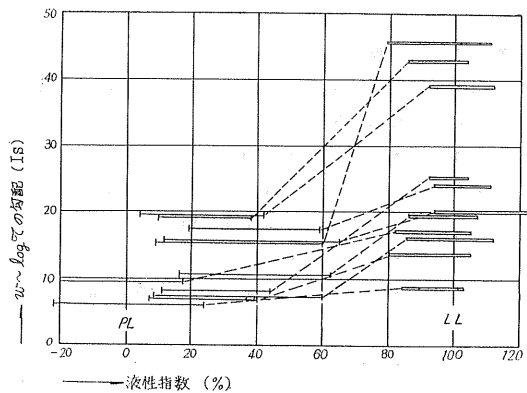


図-9 液性指数と強度指数との関係

であるから、 w の広範囲については、半対数紙上においては、双曲線的な関係をもつようである。なおこの非直線性は一般に認められているRutledgeの説に反することでもあり慎重を要するゆえ別の機会に検討することとし、LL附近では $w \sim \log \tau$ は直線が成立するとして問題をすすめる。

ii) τ_{LL} および τ_{CL} の大きさ

表-6の一部を図-10に示す。図-10からはLLにお

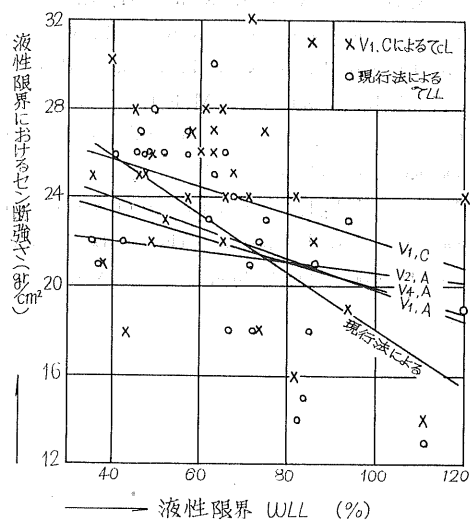


図-10 w_{LL} と τ_{LL} および τ_{CL}

るせん断強さは土質とは無関係に一定値ではなく、LLが大きくなるにつれて小さい値になることを示していることがわかる。しかしながら文献2)にも記したように、コーン貫入法による $w_{CL} \sim \tau_{CL}$ の傾斜は現行法のそれよりゆるやかであることは確かである。このことを数値的に示すと表-7になり、 $V_2 \cdot A$ を除くとはほぼ半分の傾きである。 V_1, V_4 の勾配の差が小さいから貫入速度を小さくして動的要素をなくしても勾配が0に近づき τ がLLとは無関係に一定値になる可能性は少ないようである。文献8)も同

表-7 $\tau_r \sim w_{LL}$ 直線の比較

wLL 測定方法		直線の勾配	切片の大きさ (g/cm ²)	試料の数
容器直径(mm)	貫入速度 (mm/sec)			
Casagrande		- 0.129	31.07	29
A (70)	V ₁ (∞)	- 0.068	26.67	11
	V ₂ (3.38)	- 0.023	23.04	11
	V ₄ (0.04)	- 0.057	25.70	11
B (60)	V ₁ (∞)	- 0.069	26.84	11
	V ₂ (3.38)	- 0.052	24.78	11
	V ₄ (0.04)	- 0.054	26.01	11
C (53)	V ₁ (∞)	- 0.061	28.21	29

様の結果を述べている。ただしコーン貫入法による勾配が半分程度に減少するという事は重視すべきである。つまり Casagrande 自身が述べているように、定義からすれば τ_{LL} あるいは τ_{CL} は一定値であるべきなのに現行法では定義通りの値が得られない。それに反しコーン貫入法は現行法よりは定義に近い結果を与えるゆえより合理的な方法といえるわけである。

つぎに τ の絶対値について検討してみる。平均値では τ_{LL} が23 (g/cm²)、 τ_{CL} は21~24である。しかし前述のように τ_{CL} はLLの高低によってある程度の分散を示すから、 τ_{CL} に一定の値を与えるのは不適当のようである。本実験では15~30、Karlsson⁶⁾は5~42、Norman¹⁰⁾は11~23、Skemptonは20~30である。

iii) 強度指数 I_s

I_p と I_s との関係を示すと図-11のようになる。文献2)で述べたように(w, τ)と I_p が既知であると、 $I_p \sim I_s$ より他の任意の含水比における非排水せん断強さを推定でき

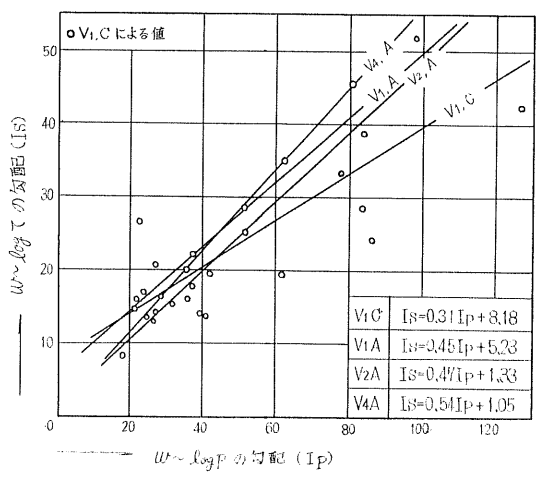


図-11 I_p と I_s との関係

るが、前述のように I_{sv} はある限られた液性指数の範囲において一定であると考えておくべきであるから、セン断強さの推定に際しては、このことを考慮に入れておかなければならない。 I_p の係数は文献 2) では $\frac{1}{2}$ 、今回は 0.31 と大きく違い違っている。この原因は何によるかはわからない。自然採取土と市販粘土との違いかもしれない。また I_p の係数が A については V_4 が V_1 より大きく、さらに $V_1 \cdot C$ に比してかなり大きいことも示す。しかし試料の数からみて一般的な傾向かどうかは即断できない。

4. 結 論

(1) 内径 60mm 深さ 30mm 程度の容器を用い、 90° 100gr のコーンを自由落下させ $w \sim \log p$ 直線を描き $\bar{p} = 10\text{mm}$ に対応する含水比を求めそれを LL とすることができる。前回と異なるのは、容器の径を大きくして \bar{p} を 10mm にあげたことである。ただし容器の深さについては研究の余地がある。また $V_1 \cdot B$ の際の \bar{p} は 9.82 mm であるが実用を考慮して 10mm とした。

(2) LL 時のセン断強さは平均して 23 g/cm^2 程度であるが、LL の大きさによってかわり $15 \sim 30 \text{ g/cm}^2$ ぐらいに変化する。

(3) 飽和カクラン粘土の非排水セン断強さの対数と含水比は、塑性の全域にわたって一つの直線で結びついてはいないようである。

5. む す び

容器に関しては深さの問題が残っており、さらに $w \sim \log r$ の直線性に関しては、今後の研究の大きな対象となるであろう。またコーン貫入法のデーターを積み重ねて一点法の開発も興味あるところである。

参 考 文 献

- 1) 北郷 繁：液性限界測定法に関する実験，土と基礎，1965 vol.13 No.9
- 2) 北郷 繁・益田栄治・平間邦興：液性限界測定法に関する実験的研究（第 2 報），技術報告資料，1967 7 号 および 22 回土木学会学術講演会概要 III 1967
- 3) 北郷 繁・野村健司・佐藤正義：ペーンセン断強さに関する二・三の実験的研究，土と基礎，1966 vol.14 No.9 P 3
- 4) 東山 勇・須藤清次：フォールコーン法について，第 11 回土質工学シンポジウム 1966
- 5) 箭内寛治・五味貞夫：フォールコーン法で液性限界を求め得るか，土と基礎，vol.13 No.10
- 6) Karlsson, R. : Suggested Improvements in the Liquid Limit Test, with Reference to Flow Properties of Remoulded Clays, Proc. 5th Int. conf. S.M.F.E. 1961 vol. 1
- 7) Rutledge, P.C. : Cooperative Triaxial Shear Research Program of the Corps of Engineers, U.S.W. E.S. P 1~182 (1947)
- 8) M.S. Youssef, A.H. El Ramli, M. El Demery : Relationships Between Shear Strength, Consolidation, LL and PL for Remoulded Clays, Proc. of the 6th Int. Conf. on S.M.F.E., 1965
- 9) Casagrande, A. : Notes on the Design of the LL Device, Geotechnique, vol.13 1958
- 10) Norman, L.E.J. ; A Comparison of Values of L.L. Determined with Apparatus Having Bases of Different Hardness, Geotechnique, 1948 vol.13

杭の周面マサツ力に関する実験的研究

正員 北 郷 繁*
 正員 青 木 東 雄**
 正員 高 橋 厚 夫***
 ○正員 佐 藤 正 義****

1. まえがき

単直杭の支持力を求める方法のうちの静力的方法は、 A_p を杭下端の断面積、 A_f を杭の土中部分の周面積とするとき、マサツ杭の極限支持力 R_u を一般に

$$R_u = R_p + R_f = q_u A_p + c_a A_f \dots \dots \dots (1)$$

としている。 R_p は杭先端の支持力、 R_f は杭周面の抵抗とする。 q_u は杭先端附近の単位面積当たりの極限支持力であって、その附近の粘着力を c とすると、 $7 \sim 10c$ とするのが一般であり、この値についての異論は少ないようである。問題なのは、 A_f なる周面に作用する単位面積当たりの抵抗力 c_a をどのように見積るか、ということである。 c_a を粘土の不攪乱強度 c に対比して規定することは、きわめて自然であって、たとえば

$$c_a = k c \dots \dots \dots (2)$$

として k の値をどのようにとるかが問題になるわけである。 k の値をどうとるかは、マサツ杭の支持力に支配的な影響力をもつ。たとえば、杭を円柱としてその長さ L を直径 D の n 倍とすると、(1)式は

$$R_u = c A_p \{ (7 \sim 10) + 4 n k \} \dots \dots \dots (3)$$

となる。いま $n = 40$ ($D = 0.3 \text{ m}$, $L = 12.0 \text{ m}$) とし、 $k = 1$ と 0.5 の場合を比較してみると

$$\frac{(R_u)_{k=1}}{(R_u)_{k=0.5}} = \frac{(7 \sim 10) + 160}{(7 \sim 10) + 80} \\ = 1.92 \sim 1.89 \approx 2$$

であるから、 n が大きい場合は、他の条件が同じなら、マサツ杭の支持力は k に比例する、ということになる。さらに、 R_u 中に占める R_f の割合も、 n が大きい場合は k のとりようによってきわめて大きくなり、先端抵抗力 R_p を無視できるようになる。前例の $n = 40$, $k = 1$ のとき R_u の $\frac{16}{17}$ は周面抵抗力 R_f によって負担されることになり、先端抵抗力 R_p は無視してもよいであろう。 $k = 0.5$ とし

ても R_f の割合は $\% \approx 0.9$ であるから、その杭の極限支持力中に占める周面抵抗力の割合は巨大である、ということになる。

このため、従来から主として現寸杭の現場試験によってこの面についての数多くの研究報告が行なわれてきたが、まだ結論に至っているとはいえないようである。基礎構造の型式として歴史がきわめて古く、しかも近時鉄鋼生産の飛躍的増大に伴って採用頻度の多くなっている杭の支持機構のうちの周面抵抗がいまなおこのように不明確であることの大半の責任は土の力学的性質の多様性にあるといえる。Chellis は周面抵抗値を支配する要素をいくつか列挙している中で、土の種類、状態をその筆頭にあげている。砂質土と粘質土との違いは別として、問題を粘土にだけ限ってみても、正規圧密の軟かい粘土に打込んだ場合の k と、過圧密された硬い粘土の k は同じであるわけがない。前者は圧密と強度の回復のために、最終的な k は 1 前後の値が認められるのに反して、後者では膨張と軟化のために k は相当に低減するとみるのが一般のようである。しかも強度の回復にしても低減にしてもそれに至る日数とか程度とかは、土の物理的性質、特に鋭敏比と応力履歴によることであって、極端にいえば現場ごとにすべて異るとみるべきである。さらに加えて近時の基礎工法の開発は様々な種類の杭の設置方法を提供している。したがってある型式の杭に適用可能な設計法がかならずしも他の型式の杭にあてはまるとはいえないのである。以上のべてきたところから明らかのように、マサツ杭における周面マサツ抵抗力は、不確定な影響要素が多すぎて、画一的にきめることが困難であることがわかる。それで、ここでは、きわめて単純化した条件のもとで実験室的に、直接セン断試験を使って、杭の周面マサツ力およびこれに関連する事項に関して、二、三の実験を行なったので、これについて報告するものである。

* 北大工学部 土木教室 教授 工博
 ** 建設省 中部地方建設局
 *** 熊谷組 東京支店
 **** 北大工学部 土木教室 助手

2. 実験の目的と方法

実験の目的はいうまでもなく、前述の k 、つまり周面マサツ抵抗力 c_a と土のせん断強さ、この場合は粘着力 c との比を求めることにある。しかし、実際の杭打ちでの杭周辺の粘土の挙動を実験室的に厳密に再現することは困難であるので、比較的に作りやすい次の項目による k の違いを求めた。

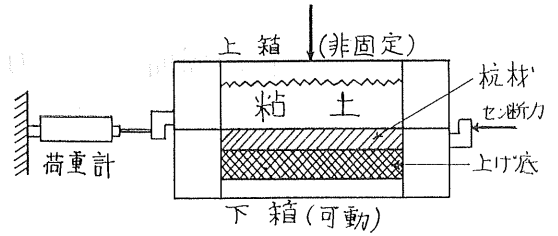
1) 土の種類; 試料の均質性を維持するために乾燥粉末状の市販粘土を採用する。

2) 含水状態; 試料に強度の差をつけるため、飽和度はできるだけ 100% に近づこう努力する。

3) 養生日数; 杭打ち込み後の強度の回復をみるのがねらいであるが、実際の場合は単なる練り返し後の強度の回復だけでなく、杭の貫入にもとづく周辺の土の圧密の作用が重合して強度の増加が生ずるものと考えられるから、この項目は正確に実際と合うものではない。

4) 杭の材質; 実際の杭とほとんど同じものを使って、材質と表面状態の差による k の違いをみようとするものである。

実験の方法はきわめて簡単であって、図—1 に示すような直接せん断試験において、強制せん断破砕面である下箱の上面と杭材の上面が一致するように杭材の厚さをきめ、適当な成形器を使って、一定の方法で杭材と粘土を密着させ、かつせん断箱の中に正確に収納されるように杭材および粘土の寸法を成形し、養生後供試するのである。



図—1 直接せん断試験

下箱の上面でせん断されるとすれば、この方法で測定されるせん断強さは、ある粘土の、ある状態における、ある杭材についての周面マサツ力（以下付着力 c_a とよぶことにする）を与えることになるのである。

実験室的に c_a を組織的に計測した研究には Potyondy²⁾ のものがあり、また Gramel Eldin³⁾ もこれを行なっているが、いずれの場合も、測定方法は直接せん断試験によっている。直接せん断試験は強度測定方法としては決して完全なものとはいえないが、手軽さの点では他の追ヅイを許さない所があるので、著者等もこれによったものであり、厳密なことをいわずに、これで一応の目的は達し得るものと考えられる。

3. 試料土と杭材

3-1 試料土

3-1-1 種類と性質

これを一括すると表—1 のようである。

表—1 試料土の種類と性質

名称	記号	粒径含有率(%)			比重	L L (%)	P I (%)	流動指数	統一分類法による種別
		砂	シルト	粘土					
蛙目	A	1	16	83	2.63	94	58	22.9	C H
木節	B	2	7	91	2.61	85	49	14.5	C H
笠岡	C	12	50	38	2.72	61	35	6.6	C H

表—2 含水状態

試料	計画, 作製時(%)				試験時(%)				試験時の液性指数			
	w_1	w_2	w_3	w_4	w_1	w_2	w_3	w_4	w_1	w_2	w_3	w_4
A	55	60	70	80	52	58	67	76	0.27	0.45	0.53	0.69
B	50	60	70	75	53	57	65	73	0.33	0.43	0.59	0.75
C	40	45	50	60	36	41	47	57	0.29	0.44	0.61	0.89

3-1-2 含水状態

含水比は成形に支障のない範囲でできるだけ広くとり、これを4段階に分けて試料を作製したが、養生中にある程度の減少を生じて試験時には数%低いものとなった。その模様は表-2のようである。ただし、試験時の含水比でも相当にバラついているので、表中の数字は平均的なものである。試験時の含水比というのは、セン断試験が終了したときのセン断面附近の土についての含水比を意味する。なお飽和度は最低85%でほとんどが90%を越していた。

3-2 杭材

材質の寸法その他は表-3のようである。

杭材の厚さのうちモルタルだけが厚いのは、モルタルでは5mmの厚さができないので、他の杭材に使っている上げ底をやめたからである。木の杭材を所定の寸法に切削する前には十分吸水膨脹させた。寸法の変化をふせぐためである。

セン断箱の試料寸法は100mmであるのに、杭材を99mm以下におさえたのは、あとでのべるように、養生リングからセン断箱に移すときに、供試体に損傷を与えないためである。

表-3 杭材

材料名	記号	寸法(mm)		粘土と接する部分の表面状態	供試体作製時の処置
		直径	厚さ		
モルタル	M	97~99	30.5	生のモルタルに鉄板を押しつけて平らにしたままの状態	作製前一日水浸
鋼	S	99	5.0	機械仕上げの面に塩酸を塗って錆びさせた状態	処置をしない
木	W	99	5.0	ラワン材に一回自動カンナをかけた状態	モルタルの場合と同様一日水浸
铸铁	C	99	5.0	機械仕上げをしない鑄込みのままの状態	処置をしない
プラスチック(塩化ビニール)	P	99	5.0	市販のプラスチック板のままの状態	処置をしない

4. 供試体の作製と試験

4-1 供試体の作製

杭材と粘土と一緒にした供試体の寸法は図-2のようであって、適当な寸法のモールドを使ってこの寸法になるように養生リング(内径100mm、高さ50mmおよび23mm)につ

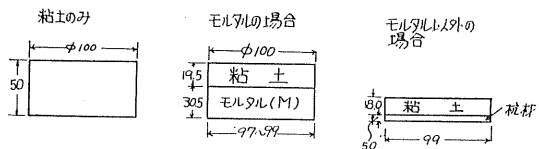


図-2 供試体の寸法(mm)

き固め成形する。つき固めはプロクターランマーを使い30cmから3回落した。養生は図-3に示すように空気ふれないようにして湿気箱の中に入れ、3、10、30日の3段階に分けて行なった。含水比については前項でのべた通りで

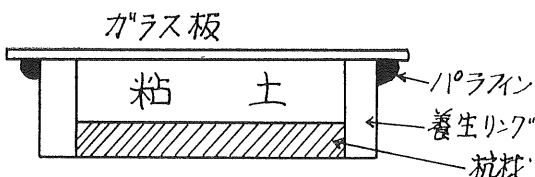


図-3 養生

あって、土が均質になるよう十分にこねまぜたことはいうまでもない。

4-2 試験

使用した試験器は試料径100mmのヒズミ制御型下部可動、上部非固定式の直接セン断試験器であって、ヒズミ速度を試料径の2%毎分、つまり2mm/分とし、垂直荷重は、土の種類から判断して非排水状態のセン断と考えたので、0.32kg/cm²ただ一つにし、同一条件のもとで2個の試験を行なった。養生リングから供試体をセン断箱に移すときは、押し込み用のリングを使って、杭材と粘土の接触に変更をきたさないよう特別の注意を払った。

セン断はピークが出ても出なくても15mmの変位まで行ない、その間の最大のセン断応力を以って粘着力あるいは付着力とした。

なお、木の杭材については、セン断変位の方向を木目のそれと一致させるようにした。

5. 実験結果とその考察

5-1 含水比と付着力の関係

一般に飽和正規圧密粘土の非排水強度の対数と破⁴壊時の含水比との間には直線関係が成立するとされているので、本実験の場合にもこの関係があるものと考え、測定値をプロットしてみた。図-4はその一例であって、ほぼこ

表-4 $w \sim \log c, ca$ の勾配

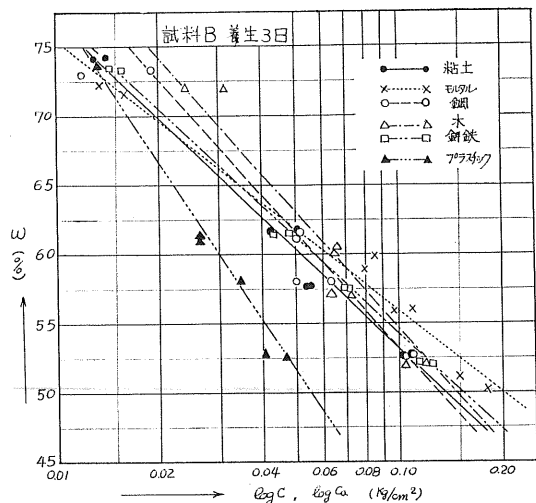


図-4 含水比と粘着力付着力との関係

れが成立するものと考えられる。しかし、直線性の精度は、三軸圧縮試験によるものにくらべて、はるかに劣っており、きわめて大ざっぱにみて直線であるというにすぎない。表-4は、この $w \sim \log ca$ 直線の勾配を養生日数別に表示したものであるが、養生による強度の回復がある特定の傾向を持つものとするれば、この表の勾配の間にも何らかの傾向がみられるはずであるが、その変化の模様は一定しないで、はなはだ不規則である。つまり、日数を横軸に、勾配の値をタテ軸にとってみると、右上りのものもあれば

試料土	養生日数	杭材					
		粘土	M	S	W	C	P
A	3	33.6	30.2	34.5	34.0	20.4	57.8
	10	27.3	33.6	36.3	30.2	35.6	49.5
	30	29.5	35.5	26.9	27.5	26.1	22.3
B	3	23.8	19.6	23.0	28.2	23.3	39.5
	10	25.8	23.0	29.2	31.4	28.9	34.0
	30	33.1	33.1	22.3	26.7	26.1	43.1
C	3	19.0	27.1	22.5	21.8	24.3	27.5
	10	19.4	28.5	27.9	28.9	26.7	27.0
	30	20.1	25.8	26.9	23.0	29.5	26.7

右下りのものも、中高のものもあるということである。このことは個々の直線の精度が低いことを意味するものようであって、この原因については、色々考えられるが、このことについては、後で論ずることとする。

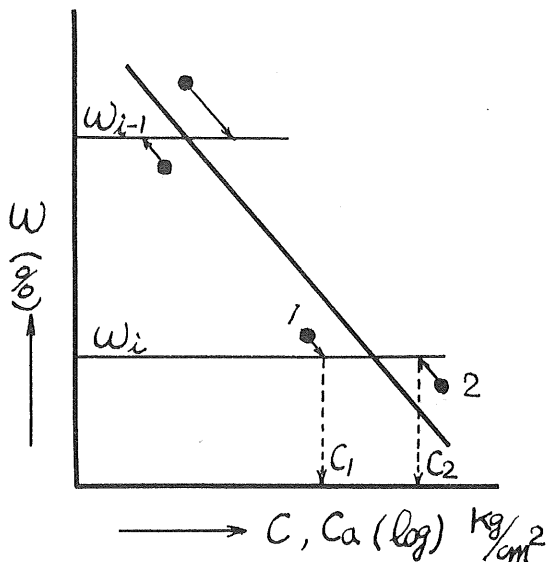
5-2 k の値

k はすでにのべたように ca/c の値である。ca は杭と粘土の付着力であり、c は同じ含水比状態の粘土の粘着力である。表-5は、c, ca, k の値を一括して示したものであるが、含水比のところでのべたように、破カイ時の含水比はある程度バラついていて、実際の含水比はこの表に書いてあるような整数になっていない。しかし k の値をきめるためには、基準となる粘着力を与えたときの含水比と、

表-5 k の値

試料土	含水比 (%)	液性指数	粘 土 A								粘 土 B								粘 土 C							
			52		58		67		76		53		57		65		73		36		41		47		57	
			c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c	c,ca	ca/c
粘土のみ	3	0.27	0.45	0.53	0.69	0.33	0.43	0.59	0.75	0.29	0.44	0.61	0.89	0.11	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	
	10	0.14	0.08	0.04	0.03	0.11	0.08	0.04	0.02	0.11	0.08	0.04	0.02	0.11	0.08	0.04	0.02	0.11	0.08	0.04	0.02	0.11	0.08	0.04	0.02	
	30	0.12	0.09	0.05	0.02	0.13	0.08	0.05	0.02	0.13	0.08	0.05	0.02	0.13	0.08	0.05	0.02	0.13	0.08	0.05	0.02	0.13	0.08	0.05	0.02	
M 養生	3	0.14	1.24	0.11	1.66	0.05	1.02	0.02	0.89	0.13	1.26	0.09	1.57	0.04	1.23	0.01	0.87	0.29	0.79	0.21	1.21	0.13	1.42	0.05	1.39	
	10	0.15	1.07	0.10	1.20	0.06	1.44	0.03	1.36	0.15	1.43	0.11	1.38	0.04	1.17	0.30	0.81	0.21	1.09	0.14	1.17	0.06	1.83			
	30	0.25	2.08	0.14	1.57	0.08	1.81	0.05	2.60	0.20	1.48	0.13	1.62	0.07	1.34	0.04	1.81	0.43	1.39	0.25	1.33	0.16	1.48	0.08	2.50	
S 養生	3	0.13	1.18	0.08	1.20	0.04	0.86	0.03	0.96	0.11	1.02	0.06	1.07	0.04	1.09	0.02	1.05	0.35	0.96	0.20	1.16	0.12	1.36	0.04	1.27	
	10	0.14	1.00	0.09	1.09	0.05	1.31	0.04	1.40	0.11	1.05	0.08	0.99	0.04	0.95	0.02	1.33	0.32	0.87	0.22	1.16	0.15	1.26	0.06	1.97	
	30	0.15	1.21	0.07	0.80	0.03	0.63	0.02	1.08	0.16	1.16	0.11	1.34	0.05	0.90	0.02	0.77	0.32	1.03	0.25	1.29	0.13	1.27	0.06	1.90	
W 養生	3	0.17	1.47	0.08	1.38	0.04	0.75	0.02	0.94	0.10	1.00	0.07	1.17	0.04	1.30	0.03	1.67	0.26	0.71	0.17	0.97	0.10	1.25	0.03	0.85	
	10	0.15	1.06	0.08	0.95	0.05	1.20	0.03	1.20	0.10	0.98	0.06	1.18	0.04	0.88	0.03	1.50	0.26	0.70	0.17	0.89	0.11	0.96	0.05	1.80	
	30	0.17	1.42	0.09	0.99	0.04	0.93	0.02	0.97	0.14	1.00	0.09	1.15	0.05	0.90	0.03	1.13	0.29	0.94	0.17	0.89	0.10	0.95	0.05	1.53	
C 養生	3	0.14	1.19	0.07	1.13	0.03	0.61	0.01	0.28	0.11	1.07	0.07	1.26	0.03	0.94	0.02	1.00	0.33	0.90	0.20	1.16	0.12	1.36	0.04	1.30	
	10	0.11	0.82	0.09	1.13	0.05	1.20	0.02	0.88	0.13	1.19	0.07	0.96	0.04	1.02	0.03	1.39	0.34	0.92	0.23	1.21	0.14	1.17	0.06	1.86	
	30	0.15	1.21	0.08	0.94	0.04	0.78	0.02	1.08	0.15	1.12	0.09	1.13	0.03	0.60	0.02	0.87	0.35	1.13	0.23	1.21	0.15	1.43	0.06	1.97	
P 養生	3	0.06	0.46	0.06	0.91	0.03	0.55	0.02	0.81	0.04	0.42	0.04	0.62	0.02	0.60	0.01	0.90	0.11	0.30	0.06	0.36	0.05	0.56	0.02	0.58	
	10	0.06	0.41	0.05	0.54	0.03	0.80	0.02	0.88	0.06	0.58	0.04	0.55	0.03	0.62	0.02	0.97	0.11	0.28	0.08	0.39	0.06	0.49	0.02	0.73	
	30	0.07	0.57	0.04	0.41	0.01	0.24	0.01	0.40	0.05	0.35	0.04	0.54	0.03	0.56	0.01	0.61	0.11	0.35	0.06	0.30	0.05	0.51	0.02	0.63	

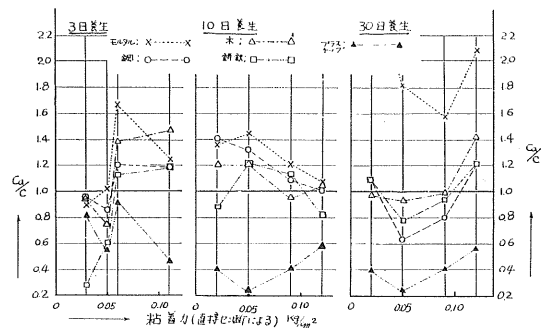
ある付着力を与えた含水比とは同じでないといけない。それで任意の含水比の強度から、ある特定の含水比のそれをきめるには、前項の $w-\log c, ca$ の直線性を利用して図—5のようにして求めた。すなわち一つの含水比には図の1, 2のように測定値が2個あるから、これを通して $w-\log c, ca$ 直線に平行線を引き、基準含水比 w_i との交点の横座標値 c_1, c_2 の平均を、 w_i に対する c あるいは ca とするのである。



図—5 同じ含水比における c, ca の決め方

図—6は粘土Aについて横軸に粘着力をとり、養生日数別に k の値をプロットしたもので表—5の一部である。他の試料土も傾向としては似ているので図示を省略する。表—5および図—6をみて気のつくことは

- 1) $k > 1$ という場合が相当に多いということ。
 - 2) モルタル (M) の k が常に大きく、プラスチック (P) の k が常に小さいということ。
 - 3) k と c の間には特定の傾向が認められないこと。
- である。1) の k の値については、たとえば2) の文献は



図—6 粘着力に対する k の変化

表—6 Potyondy の k の値

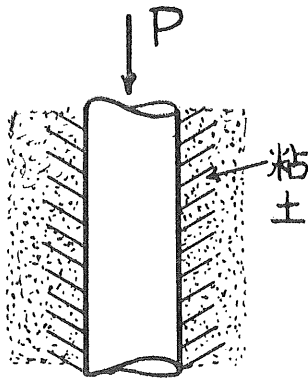
杭材	面の状態	k
鋼	面が平滑	0.5
	面が粗	0.8
木	木目に平行	0.85
	木目に直角	0.85
コンクリート	面が平滑	1.00
	中程度	1.00
	粗	1.00

粘土の場合 (液性指数 $0 \sim 0.27$)、表—6のような値を実験の結論として示している。また文献3)の実験 (以上何れも直接セン断試験) によると、中程度の強さの粘土について、よくみがいたカシの木について $k = 0.15$ としている。Tomlinson の実物試験による k の推奨値は表—7 のようである。さらに Skempton の場所打コンクリート杭の実験によると、 $k = 0.45$ 程度で、 $c > 22 \text{ t/m}^2$ のときは $ca = 9.6 \text{ t/m}^2$ ($k = 0.44$) におさえるようにしている。

表—7 Tomlinson の k の値

杭材	粘着力 (kg/cm ²)	k	
コンクリート 木	軟い	0~0.3	0~0.9
	やや硬い	0.3~0.73	0.6~0.9
	硬い	0.73~1.45	0.4~0.6
鋼	軟い	0~0.3	0~0.8
	やや硬い	0.3~0.73	0.5~0.8
	硬い	0.73~1.45	未定

以上の室内および現場のいずれの場合も $k \leq 1$ であって、 $k > 1$ というのはない。ただ Seed と Reese の現場試験では杭周辺の鋭敏でない粘土が打ち込み後一カ月で ca が c の 1.5 倍程度になったことを報告しているが、これは、1カ月間の圧密の結果であって本実験を弁護する材料にはならない。文献3)の 0.15 というのは小さすぎるが、これ以外のデータによれば k は 0.5~1.0 に変化しているようで、 $k \leq 1$ ということは杭表面のセン断破カいの模様を考えれば容易にわかることである。つまり図—7において、もし杭と粘土の付着力が、粘着力より大きい場合、すなわち $k > 1$ である場合、杭に外力が加わって杭の周りに破カいを生ずるとすれば、斜線の強度の高い部分をさけてその外側の粘土中に破カいが生ずるであろうことは容易に推定がつくからである。本実験の直接セン断の場合も、 $k > 1$ の場合には、杭材と粘土の接する強度 ca の所ではセン断



図一七 杭周面の抵抗力の様様

されないで、杭材からややなれた強度 c の所で破カいが生ずるであろうこと、直接セン断の破カイ面は、平面でないことが多いこと、そうすると $ca > c$ の場合、試験の結果としては $ca = c$ 、つまり $k = 1$ として測定されるであろうことが推定されるのである。 $ca < c$ つまり $k < 1$ のときは杭材の表面で破カいがおこるであろうことはいうまでもない。

前項の $w\text{-log}c$, ca の直線性のところで、この実験の精度が低いことをのべておいたが、このために $k = 1$ のものを 1.2 と測定することも起るとすると、この範囲を越して 1.3 とか 1.8 になる場合がなければ、全体として k の分布は 1 以下であったとみてもよいわけである。それでいま、3つの誤差帯を設けて、それを超過する測定値の、全体の個数に対する % を算出してみると、表一八のようになる。つまり厳密に言えば、測定値全数の 53% は理屈に合わない値であり、20% のくい違いに目をつぶっても不合格率は 34% である、ということになる。つまり、この実験には、いくつかの重大なミスがある、ということの意味する。

表一八 k の分布

k の限界値	誤差の巾	限界値を越す個数の%
1.2	20%	34
1.1	10%	45
1.0	0	53

実験のミスは供試体に関係するものと、セン断試験器に関係するものとが考えられる。まず供試体の方から考えてみると、粘土の粘着力 c を測定した供試体の厚さが 50mm であったことに疑問が持たれる。杭材の付着力をはかるときの粘土の厚さがモルタルで 19.5mm、その他の杭材で 18.0mm であるから、粘土だけの場合、半厚 25mm と比較すると、杭材のあるなしで相当の差があることになる。直接セン断の場合、供試体の厚さをできるだけ薄くして、強制破カイ面

をできるだけ平面に近くして直接セン断の試験機に近づけようとするのが、この試験方法の注意すべき点で、直径 100mm の場合、厚さを 20mm 程度におさえるのが常道である。この試験で使った 50mm というのは、用意したモールドの寸法から作り易かったために採用したものであるが、過大であったことは確かであって、小さ目のセン断強さを与える結果となったものと考えられる。もし粘着力が全体として 20~30% 大きく測定されると、 k の値はさほどにおかしいものではなく実験誤差内におさまったかもしれないのである。

もう一つ粘着力が小さすぎて測定されたことの証拠としては、筆者の一人その他によると平均的にいて液性限界のときの乱した飽和粘土のセン断強さは 20~30 g/cm^2 であるが、前項の $w\text{-log}c$ の直線を延長して液性限界における c を求めると多くの場合相当に低い値になっていることが認められる。粘着力が小さすぎて測定されたということは、まず間違いのないことである。この他含水比の分布についても問題はあるが、これは次項でのべることとする。

今度は試験器の方の構造上のミスであるが、これについては井上らの研究があるが、真井他が本器を使って三軸圧縮試験と比較した結果では、さほどのくい違いを見せなかったから、この面のミスはあまり重要ではないかも知れない。しかし、 c あるいは ca を広い範囲の含水比について測定すると、高含水比の場合に、器械の不備の影響が相対的に大きくなるかも知れない。この点については、厳密なチェックが必要と考えられる。

2) の特長であるモルタル杭材の k が異常に大きいことの説明は含水比の分布によるしかない。すなわち、モルタルの場合、供試体作製前に十分浸水しても、養生中に土の含有水がモルタルに移動して、杭材表面の含水比は離れたところにある土のそれより低かったはずであるが、含水比の測定が不手際で、高低の含水状態を平均したものを破カイ時の含水比としたと考えられる。これがもし事実とすれば、 k の養生日数による変化は、日数の多いほど大になるはずであって、これはあとで示すようにその通りになっている。つまり、モルタルの場合含水比はできるだけ杭材の表面に近いところについて測定すべきであったのを、相当はなれた部分も含めて測定したために、実際より高い含水比を与えてしまったのである。このことからすれば、 $w\text{-log}c$, ca のモルタルの直線は下側に平行移動すべき性質のものである。これを証明するもう一つの事実は、応力-ヒズミ曲線にみることができ。すなわち、モルタルでは多くの場合、同程度の含水比（ただし実測上の）について破カイ強度が他の杭材より高いだけでなく、応力-ヒズミ曲線にピークを持っていた、ということである。他の杭材の場合、応力-ヒズミ曲線は、ねり返し粘土によくみられ

ような、ピークなしの直線にはじまり曲線にかわって、ヒズミ軸に平行な平坦な直線を示しているのにモルタルの場合、特に低含水比状態でピークを持っていたということである。モルタルがプラスチックを除く他の杭材と同じ含水状態であるならば、 k にはある程度の差はあっても、応力—ヒズミ曲線は似たものになってははずである。ピークが出たということは、破カイ面附近の含水比が低く固い粘土であったことを示すものと考えることができる。

鋼や鋳鉄の表面が30日程度の間、接触する粘土の含水比をかえるほどの物理化学的变化を生ずるとは考えられないし、また表面の粗滑にさしたる差はないから、両者は似たような k を与えている。

モルタルの他に吸水の可能性のあるのは木であるが、事前の処理が適切であったためか、その傾向は全く認められず、鋼および鋳鉄と大差のない k 値を示している。そうすると、モルタルの含水比の測定がうまくいっていれば、モルタル、鋼、鋳鉄、木の4者は大体似た k を与えたであろうことが推定される。

プラスチックは、全く異質であって、常に5種の杭材のうちで最低の k を示し、その表面の平滑さと、杭材と水との反応が全くないことから、当然考えられることで、 k の絶対値は別として、定性的には、順当な値になったものと考えることができる。

最後に3)の粘着力 c と k の相関関係であるが、文献5)によれば、大体の傾向として、 c が大きくなると k を小さくとしている。この場合の k の値は、現場実験による k の平均値であって、 c が大きいき k の小さくなるのは、実際に ca がもとの粘着力と同じ含水状態で相対的に小さくなるのではなくて、杭打ちによって杭が水平方向にたわむためにスキマが出来て、そこに水が浸潤して含水比が高まり軟化して強度が低下するためなのである。だから、含水状態が全く同じ状態で ca が c よりズッと小さくなる、ということではない。

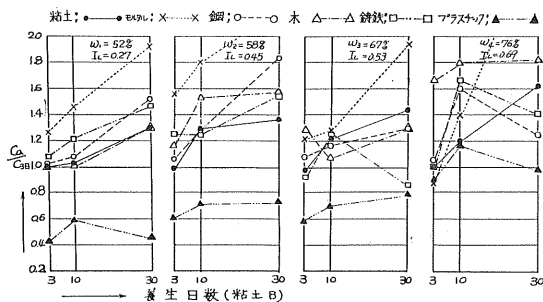
この実験では図—6に一部を示したように、 k と c の間には特定の関係はみられない。つまり、低含水比で c が大きいときの k が常に高含水比のときより小さくなるとか、あるいは大きくなる、ということとは認められない。あるいは何かの関係があるのかも知れないが、すでにのべたように、粘着力の値が不確実なので、決定的なことはいえない。

5—3 養生日数の影響

使用した粘土が乾燥粉末状態の市販粘土であるから、水で練ってからの養生日数の長短によって粘土粒子と水との親和に程度の差が生じ、結果として強度のちがいの生ずることが考えられる。一種のチキソトロピーといえるが、実際の杭打ちにおける強度の回復とは少しく模様が異なる。自然飽和粘土の場合は、粘土粒子自身は元来水と完全に親和

しているはずである。実際の強度の回復は、粘土粒子の配列が杭の打込みによって乱された後に、時間の経過とともに再配列することによるもので、本当の意味でのチキソトロピーである。さらに実際には、これに加わるに、杭周辺に生ずる圧密による強度の増加がある。この場合は、当然含水量は低下しているはずである。

図—8は、粘土Bについて、一定含水比のもとでの、養生日数による c および ca の変化を示したものである。この場合、基準とする粘着力には3日養生のものをとった。



図—8 養生日数の影響

(c は3日養生の粘着力とする)

粘着力自身の変化もみるためであって、この図の ca/c 3日は表—5の ca/c と数値が少しく異なる。表—5では、それぞれの養生日数における粘着力を単位にとっているからである。

図—8は、大体の傾向として ca/c 3日が養生日数とともに増大していることを示している。前述のように c の値に疑問があるため比の絶対値の信頼度は低いけれども、とにかく日数が経つにつれて大きくなるということは、すでにのべた強度増加の機構からすれば当然推定されるところであるから、定性的には間違いないことのようなのである。

図—8で際立っていることは、モルタルの値が異常に大きいということである。これはすでにのべたように粘土中の含水がモルタル側に移動したことによるもので、試験操作のミスの一つである含水比の測定の不備を示すものである。モルタルの吸水量が日数とともに多くなったであろうことは、すでに前述した通りであるが、このことも図—8のモルタルの折線の傾きから事実として認められる。モルタルとプラスチックを除く他の杭材の ca の変化状況は大体似たものであって特別な傾向は認められない。

6. むすび

以上のべてきたことから明らかのように、この実験では粘土の粘着力の測定に不備があったらしくて、定量的には所期の目的を達することができなかった。すなわち、 k の値の半数程度が1より大きいという、あり得ない結果を与えたからである。したがってこの報告は、最大の目的であ

る k の決定の出発点に立つための準備資料をかきならべたことになる。問題点の第一は基準となる粘着力の測定に厳密を期すこと、第二は直接セン断試験の器械装置を検討すること、第三は、杭材の事前処理に万全を期すこと、第四は、自然の粘土を使って鋭敏さの程度と k の関連をしらべること、市販粘土ではこれがうまくつかめない、といったところである。

本実験は青木、高橋が卒業実験として行なった資料を北郷、佐藤がとりまとめたものである。粘土の他に砂についても実験を行なっているが、一緒にしては話が混雑するから、これは別の機会にゆずることにする。

参 考 文 献

- 1) Chellis R.D., "Pile Foundation," McGraw Hill, 1961
- 2) Potyondy J.G., "Skin Friction Between Various Soils and Construction Material," Geotechnique, Vol. X, 1961, p.339
- 3) Gramel Eldin A.K., "The Bearing Capacity of Piles in Relation to the Properties of Clay," Proc. 5th Int. Conf. SMFE, 1961, Vol. II, p.59

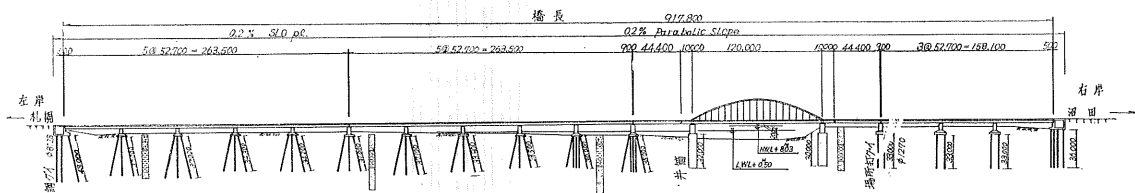
- 4) Rutledge P.C., "Soil Mechanics Fact Finding [Survey Progress Report," U.S. Waterways Expt. Sta., April, 1947, pp 1~182
- 5) Tomlinson M.J., "Adhesion of Piles Driven in Clay Soils," Proc. 4th Int. Conf. SMFE, 1957, Vol II, p.66
- 6) Skempton A.W., "Cast-in-situ Bored Piles in London Clay," Geotechnique, 1959, Vol X, p.153
- 7) Seed H.B., Reese L.C., "The Action of Soft Clay Along Friction Piles," Proc. ASCE, 1955, Vol. 81, No.842
- 8) 北郷繁, 益田栄治, 平間邦興, 「液性限界測定法に関する実験的研究(第二報)」土木学会22回年次学術講演概要, 昭和42年, III-61
- 9) 井上広胤, 「砂の直接セン断試験について」, 土と基礎1964, Vol.12, No.9, p3
- 10) 真井, 北郷, 土岐, 「各種セン断試験の比較」, 土と基礎, 1959, Vol.7, No.3, p27

新石狩大橋における基礎工（第2報）

—とくに主径間部井筒基礎について—

正員 高橋 陽 一*

1. ま え が き



図—1— 一般 図

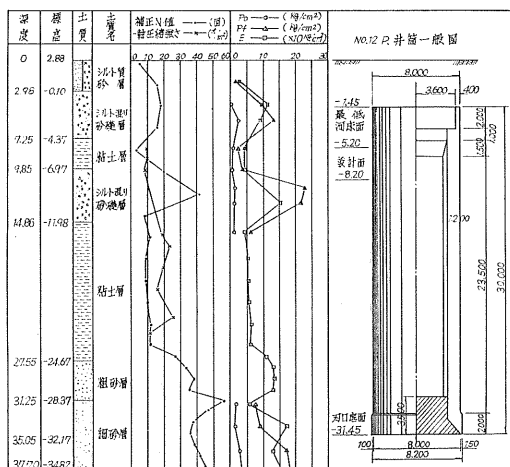
新石狩大橋（図—1）の場合、主径間（上部構造：パラソンドランガーけた支間 120.0m、巾員：将来計画を含めて 11.0m）の基礎に、長さ 30.0m（12P）、32.0m（11P）、の井筒を採用した。一般に井筒工法は、沈設時の荷重の処理のため工期が長くなること、沈設完了後、底面支持力の判定が困難なであることなどの点において他の工法におととされているが、ここでは、井筒の沈設に、水及び空気ジェット工法を併用すること、井筒壁厚を厚くして自重をますことにより無載荷重沈下を計画し、水中機械掘削のみにより予定通り施工することができた。この場合支持力の確認が問題となるが、一般に本橋の場合のように、長大な基礎で、その先端部の土質が相当に剛度があり、円周方向に変形しにくいと考えられる場合、地盤の塑性流動のつり合いから、極限支持力を算出しようとするブランドル、テルツァギー系の地盤の完全塑性体理論がそのまま成りたつとするのは、疑問があり、むしろ、圧力球根の弾塑性変形に対する剛度からこれを算出するのがより実際に近いものと思われる。

後者の方法を実験的に追求しようとする目的のために、円筒の 2 次元の変形から地盤の弾塑性変形係数を求める方法が行なわれている。本橋では、プレシオメーター法（ボーリング孔利用）により井筒先端地盤の支持力を測定し（11P、12P）、さらに 12P については、井筒上端より、鋼管に 60cm 角の鋼板を溶接した装置を用い、水中での平板載荷試験を実施し、プレシオメーターによる結果と比較することができた。ここでは、上記の井筒底面支持力の測定結果の外、本橋主径間部基礎工の選択についての考え方、設計および施工方法の概略、さらに施工中および施工後の壁面土圧などの測定結果について報告する。

* 札幌開発建設部国道橋梁係長

2. 主径間部の土質

土橋主径間部の土質試験結果と井筒の一般寸法を図—2 に示す。



図—2— 土質柱状図及び井筒一般図（12P）

3. 主径間基礎工の比較設計

主径間部の基礎工選択の条件は次のようである。

- (1) 上部構造をも含めた構造物全体が、有害な変形を生じないこと。
- (2) 施工方法ができるだけ簡単に施工の段階で起り得るいろいろな問題に対処しやすいこと。
- (3) 長大なランガーげたのように、固有周期の比較的低い、上部工（本橋の場合、第 1 次固有振動周期は、 $T_1=0.536 \text{ sec}$ ）に対しては、この T_1 より小さい固有振動周期をもつ基礎工が望ましい。

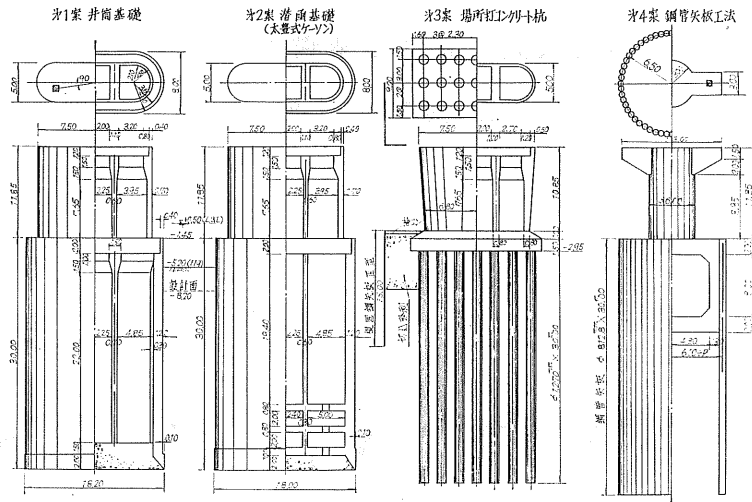


図-3 12 p 基礎 比較 設計

表-1 主径間部基礎比較設計 (12 p 地震時)

型 式	井 筒	潜 函	リバー・ス・タイ	鋼 管 矢 板 井 筒
軀 体 自 重	1,650 t	1,650 t	1,771 t	1,151 t
設計面における鉛直力 V	洗掘面にて 3,679 t	洗掘面にて 3,679 t	フーチング下面にて 3,029 t	上版下面にて 2,404 t
水 平 力 H	〃 876 t	〃 876 t	〃 739 t	〃 648 t
回 転 モー メント M	〃 10,736tm	〃 10,736tm	〃 9,972tm	〃 5,941tm
壁体、又はタイの $max B \cdot M$	14,700tm	14,700tm	1本当り — 65tm	14,500tm
底面反力 $max P_u$ タイ反力 $max V$	68.9t/m ²	68.9t/m ²	418t/本	41.3t/m ²
土の水平反力 P_h タイの水平力 H	14.3t/m ²	14.3t/m ²	35.2t/本	11.2t/m ²
沓座での水平移動量 δ_0			1.84cm	
計 算 法	白 石 式	白 石 式	竹 下 式	柴 田 式
概 算 工 費	千円 69,500	千円 79,000	千円 64,000	千円 61,000

これらの条件に対して、次に示す4案をとりあげ、比較設計を行なった。この結果を図-3、表-1に示す。

(1) 井筒工法は、陸掘りでは、先端部の砂層が被圧水のため、クィックサンド、ブローアップ、盤ブクレ等が発生する恐れがある。水中機械掘りとすれば、浮力のために自重が軽減され大重量の載荷重を要するが、深さに関係なく施工できる。

(2) 潜函工法は、沈下予定深度(-31.45m)で被圧水(間隙水圧計で約3.5 kg/cm²)があり、施工上限度と思われるが確実に施工でき、先端支持力の確認ができる。

(3) リバー・ス・タイ工法は、下部砂層の被圧水とバランスするため水面上約4.0mのスタンドパイプを要する。水中コンクリートの管理の困難さに加えて大きな障害物に対して問題がある。

(4) 鋼管矢板工法は、水中の築島上で、各クイを精度良く打ち込むことがむずかしい。クイを連結するリブを工學上どうおきかえるか明確でない。(計画当時は)施工例がなく、耐震性状も明らかでない。

これら比較の結果、井筒工法を次の条件のもとに採用した。

(1) 壁厚を厚くし ($t=1.20\text{m}$) 自重を増し内部の水位を調節することと、空気および水ジェット工法を併用することにより沈設時の壁面摩擦力を減少させ載荷重なしで沈設する。

(2) 上部工をも含めた全体の工程を調整し、主径間部基礎工の工程が全体の工程に影響をおよぼさないようにする。

(3) 先端部の支持力、沈下性状はプレシオメーター法によって試験する。

4. 井筒の設計 (とくに傾斜荷重をうける底面反力)²⁾

井筒基礎の底面反力は、支持層が良好な土質である場合には、底面マサツ力 F_b がスベリだしの限界値 F_b' をこえることが少ないので、図-4のような形をとる。周囲の地盤の水平地盤反力係数 k_h が深さ x の r 乗に比例するものとすれば、 $k_h = k_0 x^r$ ($0 \leq r \leq 1$) とかける。(k_0 : 地表面附近の k_h) r は深さにしたがって地盤の剛性が増す場合1に近く逆の場合0に近い。

井筒底面の鉛直バネ定数と水平バネ定数を考慮して安全のために、一時的な水平荷重に対する水平地盤反力による壁面の鉛直マサツ力を無視すれば、井筒全体に働らく外力と反力のつり合い ($\Sigma M = 0, \Sigma H = 0, \Sigma V = 0$) から

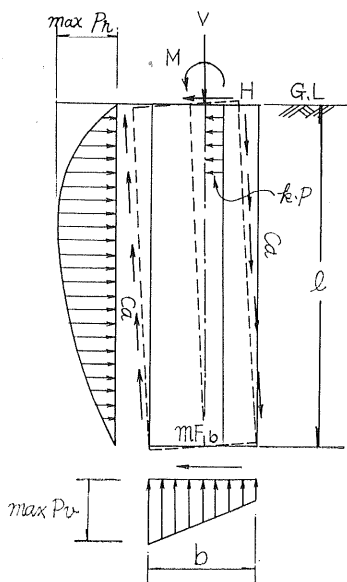


図-4 支持層良好な場合の水平鉛直反力

図-4 の場合次式を得る。

$$P_h = \frac{\frac{M_0}{l} + H_0 - \frac{b-b'}{2l} V_0}{\frac{2}{r+3} + \frac{(r+1)(r+2\kappa b'^3)}{12l^3}} V_0 \dots\dots(1)$$

$$l_1 = l \frac{r+1}{r+2} \cdot \left\{ 1 + P_h \frac{\frac{1}{r+3} + \frac{(r+2)^2 \kappa b'^3}{12l^3}}{(r+2) \cdot \left(\frac{M_0}{l}\right)} \right. \\ \left. + H_0 - \frac{b-b'}{2} V_0 - P_h \right\} \dots\dots(2)$$

$$M_b = \frac{(r+1)(r+3)\kappa b^3 P_h}{12 \left\{ r+2 - (r+1) \frac{l}{l_1} \right\} l_1 l} \dots\dots(3)$$

ここに

b, d : 井筒総断面と面積及び断面係数において等値の長方形断面の巾と長さ。

$H_0 = H + \kappa p l$ (t) H , 地表面水平力 (t)

κ = 水平震度, p = 井筒単位長当たり重量 (t/m)

$F_b = (V_0 - b d p u) \tan \phi_b + b d c_b$ (t)

V_0 = 井筒底面の鉛直反力(t) $p u$ = 底面の揚水圧(t/m²)

$M_0 = M - \kappa p l^2 / 2$ (tm) M : 地表面モーメント (tm)

$\kappa = k_v / k_h$ (鉛直水平地盤反力係数の比)

b' ; 底面反力の分布巾 (m) 長大な井筒では $\approx b$

ϕ_b, c_b ; 底面直下の地盤の内部マサツ角, 粘着力

したがって長方形断面の場合の底面反力は次式で与えられる。

$$q = \frac{V_0}{b a} \pm \frac{(r+1)(r+2)\kappa b P_h}{2 \left\{ (r+2) l_1 - (r+1) l \right\} d l} \dots\dots(4)$$

上式中 κ はいろいろな求めかたがある。たとえば、

(1) 井筒底面直下の N 値と底面のレベル周囲の土の N 値との比をとる。本橋の場合 $\kappa = N_v / N_h = 56 / 35 = 1.60$

(2) プレシオメーター法により現位置における土の変形係数 E_s を求め次式によって κ を求める。

$$\kappa = k_v / k_h \dots\dots(5)$$

ここに $k_v = q / (S_1 + S_2)$, $k_h = q / S_3$

$$\begin{cases} S_1 = \frac{1+\mu}{3 E_s} \cdot R_0 \cdot q \cdot \left(\lambda \frac{R}{R_0} \right)^\alpha \\ S_2 = \frac{\alpha q R}{4.5 E_s} \\ S_3 = (1+\mu) \cdot \left\{ \frac{1}{3 E_s} + \frac{1}{6 E_s'} \right\} q R_0 \left(\lambda \frac{R}{R_0} \right)^\alpha \end{cases}$$

いま

μ : 土のポアソン比=0.3

R_0 : 基準寸法=30cm

R : 基礎短辺の1/2=410cm

λ : 形状係数, 矩形底面の場合1.53

α : 土の材料による係数, 砂質土で0.33

E_s : 土の変形係数=172kg/cm² (実測値)

E' : 土の圧縮変形係数, 砂質土で $3 E_s = 516 \text{ kg/cm}^2$
 とおけば本橋の場合 $\kappa = 2.64/1.16 = 2.28$

(3) 白石の方法により

$$\kappa = \left(1 + \frac{p_v}{\gamma' l} \right) = \left(1 + \frac{6383/134.6}{1.1 \times 30.0} \right) = 2.46$$

これらの結果 $\kappa = 2.28$ を採用する。(1)(2)(3)(4)の各式に諸数値

$$H = 876 \text{ t}, M = 10,736 \text{ tm}, p = 144 \text{ t/m}, V_o = 7,789 \text{ t}$$

$$b = 7.48 \text{ m}, d = 18.24 \text{ m}, l = 23.25 \text{ m}, k = 0.2,$$

$$r = 1.0$$

を代入すれば,

$$P_h = 3,192 \text{ t}, l_1 = 23.29 \text{ m} \rightarrow 23.25 \text{ m}, M_b = 1,880 \text{ tm}$$

$$q_{max} = +68.9 \text{ t/m}^2, \quad q_{min} = +46.7 \text{ t/m}^2$$

となる。

5. 井筒の施工

図-5 は 12P 井筒沈設の荷重計画図である。空気、水噴

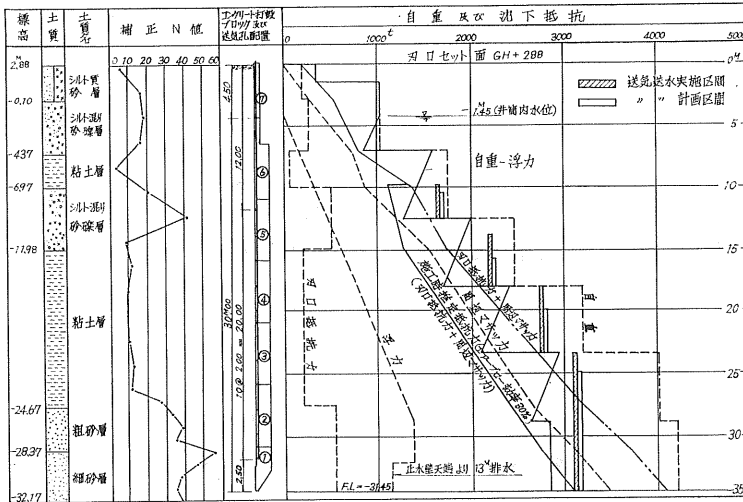


図-5 第12橋脚井筒沈設計画図

射区間は、実績の方が計画より長かったが、計画通り載荷重なしで沈設を完了した。沈設はすべて水中掘削 (0.6 m³ クラムシェルバケット 2台) によったが、井筒の自重を最大限に利用するために砂のボーリング、ブローアップに対する安定上許される限度まで井筒内部の水位を下げることを計画した。この場合水頭差は(6), (8)式により検討した。

(1) 砂のボーリングに対する安定 (図-6)

掘削途中の残土 (高さ H) の水中重量 $\gamma' \cdot H$ 、水頭差

h 、井筒の地中深 D 、井筒先端よりの水深 H' 等の間に関係にある時ボーリングは起らない。

$$h < (D + H) \cdot r' / r_w \dots \dots \dots (6)$$

一般に $D \gg H$ であるので、 $h_c \approx 0.6 D$ となる。

(2) ブローアップに対する安定 (図-7)

粘性土層中の掘削底面がその下方にある滞水層上面に近づき次の関係にある時ブローアップを発生する。

$$A \gamma' H + A r_w H' + C U H < A r_w (h + H') \dots \dots (7)$$

U : 井筒内周長 m, A : 底面積 m²

したがってブローアップに対する限界水頭差 h_c は

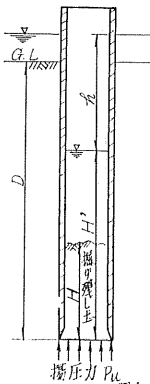


図-6 ボーリングに対する安定

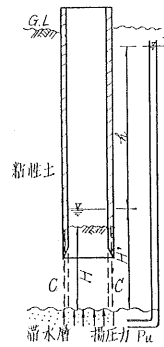
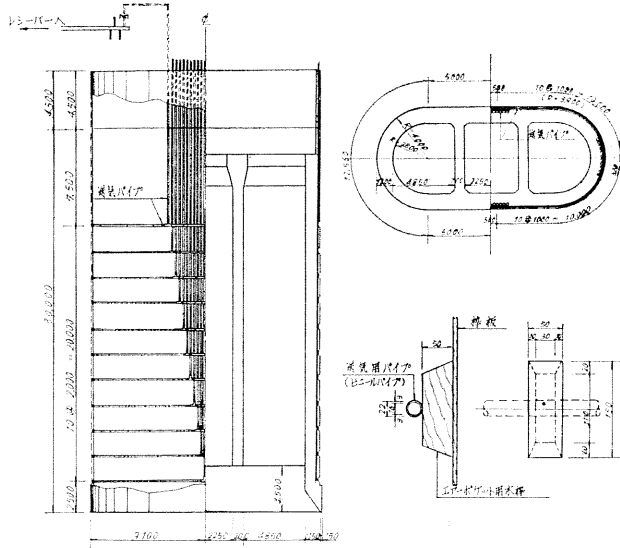


図-7 ブローアップに対する安定

$$h_c = \left(\frac{r'}{r_w} + \frac{C \cdot U}{r_w \cdot A} \right) \cdot H \approx \left(r' + \frac{C \cdot U}{A} \right) H \dots (8)$$

一方、圧縮空気、水噴射用の塩化ビニールパイプ（φ22 mm）の配置を図一8に示す。各段のパイプは、土質に応じて水、空気いずれにも交換できるような装置に連結されている。圧縮空気は、小孔から逸出して上昇する際に外圧の

減少によって膨張しこのため壁面の絶縁面積を拡大し、細粒土の少ない、砂質土では空気が砂中に逸散する効果が少なく粘性土に適する。水噴射は、噴流水の作用によって外山が局部的に洗掘され崩壊しやすい状態となり砂質土に適する。いずれの場合も噴射圧力 p は次式を満足すれば良い。



図一8 送気パイプ配置図

$$p > (p_s + p_w + f) (1 + \alpha) \text{ kg/cm}^2 \dots (9)$$

ここに

p_s : 噴射孔位置での土圧強度

p_w : 水圧

f : 付着力

α : 圧力損失等に対する割増係数 (0~0.5)

12P井筒の場合、刃口沓設置面から10m以深について1m当たり $p = 0.1 \sim 0.15 \text{ kg/cm}^2$ で噴射を行なった。送気(水)量は壁面1m²当たり0.5~1.0m³/分であった。一方壁面マサツ抵抗は土質によって大きく異なり、一般に井

筒の沈下を妨げる最少抵抗値 R は次式で示される。

$$R = (B + F + Y) - W \dots (10)$$

ここに

B : 刃口底面反力 F : 壁面の鉛直マサツ力

Y : 有効浮力 W : 自重+載荷重

R は又ブローによって減少せねばならない F の最小値を示し、 R/F を求めるとこれは、ブローによる壁面抵抗減少の有効率と考えられる。井筒沈設の各段階において得られた R/F 値と、(10)式による計算値とを比較したのが表一2である。これによると R/F は0.3~0.5の範囲であった。

表一2 ブローの有効率実績 (第12P)

先端の深度 m	土質	総摩擦 力 F (t)	抵抗 力 R (t)	ブローの有効率 R/F
7.00	ゆるい砂層	987	127	0.129
12.70	粘土及びシルト交砂レキ	1387	107	0.077
17.90	粘土	2393	693	0.290
23.60	粘土	2905	805	0.277
28.70	細砂	3605	965	0.268
30.00	しまった細砂	4980	2480	0.498

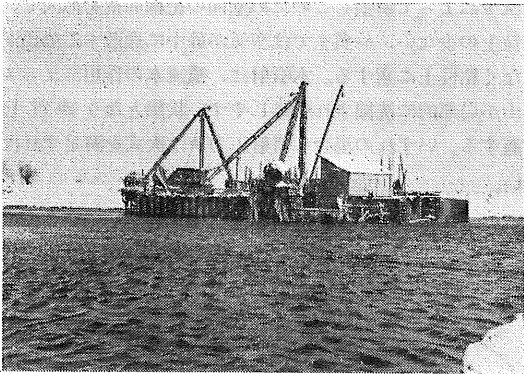
$$\left. \begin{aligned} F &= \sum f \cdot dh \text{ (t/m)} \\ f &= \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot Ka \text{ (t/m}^2\text{)} \text{ (砂質土)} \\ f &= c \text{ (t/m}^2\text{)} \text{ (粘性土)} \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

ここに

f : 壁面マサツ力度 (t/m²)

μ : 土と壁面とのマサツ係数0.4 Ka : 土働土圧係数

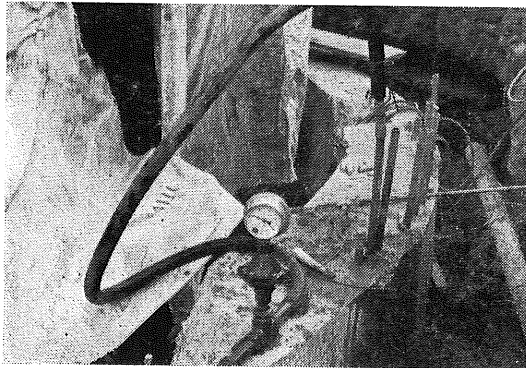
噴射用に使用した機械は20PS コンプレッサー20PS 2台、2m³レシーバー2台で1段の噴射孔数は44ヶ、18段(11P)、11段(12P)とした。写真一1は2重シートパイル築島上の第11P井筒掘削中の状況である。



写真一 11井筒掘削状況

6. 薬液注入による周辺地盤の改良 (写一2)

空気、水の噴射による周辺地盤の攪乱の復元については



写真一2 11井筒ケミカルグラウト

不明の点が多いので、ここでは、沈設完了後の周辺地盤のみだれを積極的に改良する目的で、噴射用パイプを利用してケミカルグラウトを行なった。注入量 Q は次式で与えられる。(数値は本橋の場合)

$$Q = \alpha n A L \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに

- α : 間隙填充率0.6
- n : 間隙比0.58
- A : 注入横断面積60 m^2 (壁面より0.15 m)
- L : 注入長18.0 m

$$\therefore Q = 36.1 \text{m}^3 \text{ (実注入量} = 45.0 \text{m}^3)$$

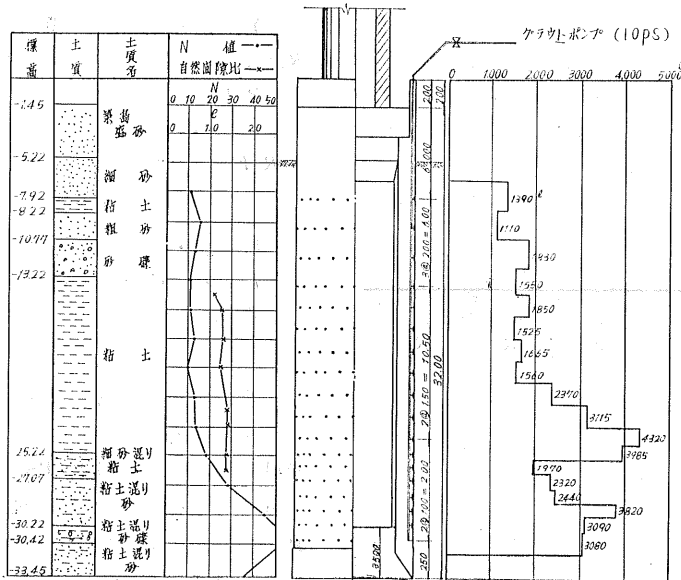
ゲルタイムは(13)式(溶液の球状浸透に対する Raffle 式)によって $t = 30'$ とした。

$$t = \frac{e \cdot r^2}{k \cdot h} \left[\frac{\mu}{3} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) - \frac{(\mu - 1)}{2} \left(\frac{R^2}{r^2} - 1 \right) \right] \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに

- R : 注入有効半径=平均30 cm と仮定
- e : 周辺地盤の間隙比=土質試験より1.40
- r : 注入孔半径=0.1 cm /孔 \times 44孔=4.4 cm (1段当)
- h : 注入圧=平均3.0 kg/cm^2
- μ : 注入液の粘性度=1.2 cps
- k : 透水係数=100 $\times D^{0.10} = 100 \times 0.23^{0.4} = 6.6 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ (ハーゼンの略式)

注入材料には、セメントミルク(1-shot注入)と改良型不安定化水ガラス(1-shot half注入)とを土質に応じて使い分けた。注入の実績を図一9に示す。これによると地層の変化点とくに攪乱されていることが分る。設計値と注入実績量との比は、1:1.24であった。



図一9 薬液注入実績値(第11橋脚)

7. 井筒先端支持力の測定

7-1 プレシオメーターによる測定

プレシオメーター法は、地盤内の円筒形空洞に圧力を加えてそれによる地盤の変形と圧力の関係を測定すると共に地盤の破壊抵抗を測定することを目的としている、その原理は厚肉円筒の理論において肉厚を ∞ にした場合に相当する。いま、 r_1 =シリンダーの内径、 r_2 =外径、 p_1 =内圧、 p_2 =外圧、 μ =ポアソン比、とすれば、任意半径 r の半径方向のひずみ、円周ひずみ、半径ひずみをそれぞれ $u, \epsilon_r, \epsilon_t$ としこの点に生ずる半径応力と円周応力をそれぞれ σ_r, σ_t とすれば次式が得られる。(図-10参)

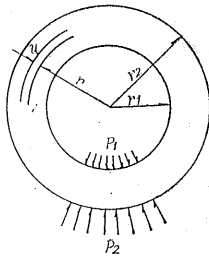


図-10 シリンダーの変形

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} = \frac{1}{E} (\sigma_r - \mu \sigma_t) \dots\dots\dots (14)$$

$$\epsilon_t = \frac{u}{r} = \frac{1}{E} (\sigma_t - \mu \sigma_r) \dots\dots\dots (15)$$

簡単のために結果のみ示せば

$$U = \frac{(1-\mu)}{E} \cdot \frac{\{r_1^2 p_1 - r_2^2 p_2\} r}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{(1+\mu)}{E} \cdot \frac{(p_1 - p_2) r_2^2 \cdot r_1^2}{r (r_2^2 - r_1^2)} \dots\dots\dots (16)$$

今 $r_2 \rightarrow \infty$ として地盤に適用すれば、($p_2 \rightarrow 0, r \rightarrow r_1$)

$$u = \frac{1+\mu}{E} \cdot r_1 \cdot p_1 \quad (E: \text{地盤の変形係数})$$

$$\therefore E = (1+\mu) \cdot r_1 \cdot \frac{dp}{du}$$

上式においてシリンダー内の体積変化(ゴムチューブの変形)に着目すれば

$$E = 2, (1+\mu) \cdot (V_0 + V) \frac{dp}{dV} \dots\dots\dots (17)$$

ここに

V_0 : はじめの体積

V : 注水量

プレシオメーター法は dp/dV を測定するもので、測定部を写真-3に示す。結果は一般に図-11に示すように $p-V, p-\Delta V$ 曲線によって示される。測定値を導入して、地盤の降伏支持力度 q_f は次式で得られる。

$$q_f = \bar{K} \cdot (p_f - p_0) + p_0 \dots\dots\dots (18)$$

ここに \bar{K} は、深い連続基礎(巾 B , 長 L) の破壊抵抗係数で、本橋の場合 $B = 8.2 \text{ m}$ $L = 18.2 \text{ m}$ より

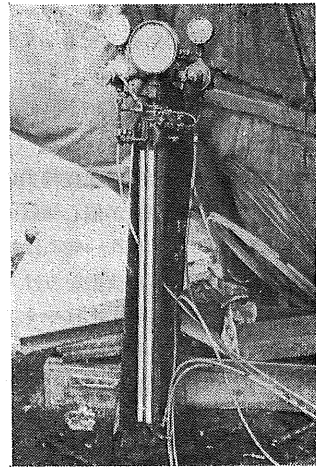


写真-3 プレシオメーター機

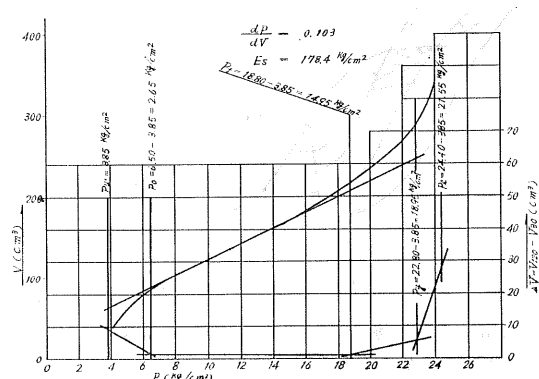


図-11 プレシオメーター測定結果 (No.12 $p_{GH} = -38.70$)

$$\bar{K} = 2.9 \cdot \left(1 + \frac{2.3}{2.9} \cdot \frac{B}{L} \right)$$

$$= 2.9 \cdot \left(1 + \frac{2.3}{2.9} \cdot \frac{8.2}{18.2} \right) = 3.91$$

p_f (流動圧), p_0 (初期圧) としては実測値を次の方法で適用する。

- (a) 底面より上方 B の範囲で求めた p_f の平均値 $p_{f1} = 5.14 \text{ kg/cm}^2$
- (b) 井筒底面におけるもの $p_{f2} = 8.95 \text{ kg/cm}^2$
- (c) 井筒底面より下 $2B$ で求めた p_f の平均値 $p_{f3} = 16.85 \text{ kg/cm}^2$
- (d) 底面支持力の算定に用いる p_f

$$p_f = \sqrt[3]{p_{f1} \times p_{f2} \times p_{f3}} = 9.18 \text{ kg/cm}^2$$

p_0 についても同様にして

- (e) $p_{01} = 1.26 \text{ kg/cm}^2, p_{02} = 1.15 \text{ kg/cm}^2, p_{03} = 2.81 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore p_0 = \sqrt[3]{p_{01} \times p_{02} \times p_{03}} = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

- (f) したがって降伏支持力 q は

$$q_f = 3.91(9.81 - 1.60) + 1.60 = 312.3 \text{ t/m}^2$$

となり、底面反力に対し安全率3をとっても、 $(3 \times 68.9 = 206.7 \text{ t/m}^2)$ 十分に安全である。

これに対しテルツァギー修正式によれば $q_u = 451 \text{ t/m}^2$ となり、上記測定値よりかなり大きい。

7-2 偏心傾斜荷重による底面支持力のテイ減

深い基礎の底面耐力は、荷重が偏心傾斜のない場合はテルツァギー式等によって与えられ一般には極めて大きい値を示す。しかし偏心傾斜のある荷重をうけると底面反力は図-12のように傾斜し土が側方に逃れやすくなるために、とくに砂質地盤では地耐力が減少する。荷重の偏心傾斜がいちぢるしいと底面支持力の減少傾向は基礎が深いための

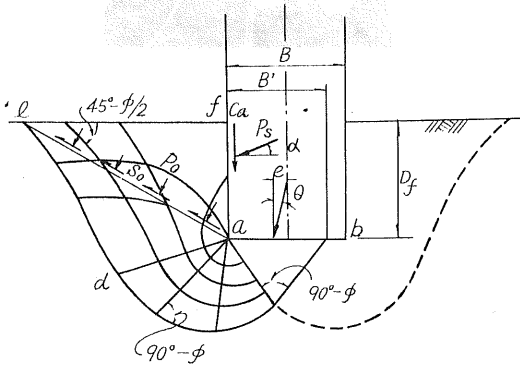


図-12 偏心傾斜荷重をうけるピア

増大傾向にうち勝って結果的には地耐力係数がテルツァギー値を下回る値となるので、注意を要する。

図-12のように深い基礎の底面に、 $\theta = \tan^{-1} H/V$ なる角度で荷重が作用する場合の支持力は、底面が粗なとき、テルツァギー式に傾斜に関する補正係数 i_e, i_y, i_q を乗じた式で表わされる。

$$q_a = \alpha c N_{ie} + \beta \gamma_1 B N_{iy} + \gamma_2 D_f N_{iq} \dots \dots \dots (19)$$

ここに

$$i_e = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, \quad i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$$

$$\alpha = 1 + 0.3b/d, \quad \beta = 0.5 - 0.1b/d$$

更に、底面に対して荷重が偏心して作用する場合には、偏心のある側に向って基礎が傾き基礎底面と地盤との間の引張応力を無視すれば有効接地巾は、 $B' = B - 2e$ となりこの時の支持力 \bar{q}_a は粘性土地盤に対して次式で与えられる。

$$\bar{q}_a = q_a (1 - 2e/B) \dots \dots \dots (20)$$

砂質地盤に対して

$$\bar{q}_a = q_a (1 - 2e/B)^2 \dots \dots \dots (21)$$

ここに

q_a は与えられた D_f/B' に対して中心荷重をうける基礎の支持力。

したがって偏心傾斜荷重をうける基礎底面下の支持力は (19), (20), (21) 式を組み合わせて容易に求めることができる。

第12P基礎の場合、底面は全巾有効と考えられるので傾斜荷重による影響のみ考慮すれば、

$$\theta = \tan^{-1} 1546/7781 = 11.23^\circ$$

$$\therefore i_e = i_q = 0.765, \quad i_y = 0.421 \quad (\phi = 32^\circ)$$

$$\alpha = 1.123, \quad \beta = 0.46$$

より、傾斜荷重のない場合の底面支持力を q_u とすれば、

$$q_u = 451 \text{ t/m}^2 \quad (\text{テルツァギー修正式より } \phi = 32^\circ)$$

$$q_a' = 333 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore q_a'/q_a = 0.738 \text{ となる。}$$

q_a' は地盤の圧力球根の弾塑性の変形から測定した底面支持力 $q = 312.3 \text{ t/m}^2$ に近似していることは注目すべきである。このように、一時的な偏心傾斜荷重に対して基礎の底面支持力は一般に、減少するので、地震時などのように、瞬間的に、壁面摩擦力を期待できない構造物に対して支持力の安全率を下げて考える従来の設計方法の適用については十分検討する必要があると考えられる。ただし、定常的に偏心傾斜荷重をうけてしだいに變形して行く場合は、基礎下面の地盤変位は弾塑性領域の變形で吸収されるので地震時とは異なる傾向を示すものと思われる。

8. 井筒の沈下に対する検討 ^{7) 8)}

仮定1、井筒周囲の地盤のせん断抵抗 τ と変形量 δ との関係は図-13のような完全弾塑性の性質を有する。

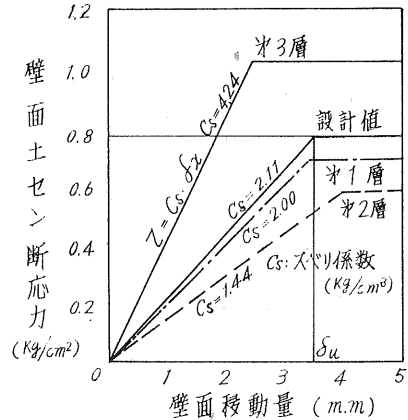


図-13 壁面土のせん断応力と変形(No.12)

2、井筒先端地盤の降伏現象は、少なくとも、井筒周地盤のせん断抵抗が井筒全長に亘って極限值 τ_u に達したのちに生ずるものとする。

3、周辺地盤のスベリ変形係数 (kg/cm^3)、せん断つよさ τ_u は井筒全長に亘って一定とする。

一般に井筒において、地表より深さ x なる位置の断面力 P_x は、上載荷重を P_0 、地中長さを l とすれば、

$$P_x = P_0 - \int_x^l U \cdot \tau_u dx \dots \dots \dots (22)$$

$$\therefore \frac{dP_x}{dx} = -U \cdot \tau_x \dots \dots \dots (23)$$

また、井筒のx点の沈下量 δ_x は、井筒純断面積を A_p 、ヤング率を E_c 、先端地盤への貫入量を δ_l とすれば

$$\delta_x = \delta_l + \frac{1}{A_p E_c} \int_x^l P_x dx \dots \dots \dots (24)$$

(23)式と(24)式とから

$$\frac{d^2 \delta_x}{dx^2} - \frac{U}{A_p \cdot E_c} \cdot \tau_x = 0 \dots \dots \dots (25)$$

一方 $\tau_x = C_s \cdot \delta_x$ とおけば、(図-13参照)

$$\frac{d^2 \delta_x}{dx^2} - \alpha^2 \cdot \delta_x = 0 \quad \text{ここに } \alpha^2 = \frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_c} \dots \dots \dots (26)$$

$$\therefore \delta_x = A \cdot e^{\alpha x} + B \cdot e^{-\alpha x} \dots \dots \dots (27)$$

境界条件 $x=0 \rightarrow \delta_x = \delta_0, \quad x=l \rightarrow \delta_x = \delta_l$ より

$$A = -\frac{\delta_0 \cdot e^{-\beta} - \delta_l}{2 \sinh \beta}, \quad B = \frac{\delta_0 \cdot e^{\beta} - \delta_l}{2 \sinh \beta}$$

ここに、

$$\beta = \alpha \cdot l = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_c}}$$

いま、周辺マサツ力の塑性領域が、地表面から x_m だけ進行したものとすれば、 $\mu_m = x_m/l$ とおいて、この時の P_0, δ_0 (井筒頭部の垂直変位) は結果のみを示せば、

$$P_0 = U \cdot l \cdot \tau_u \left[\mu_m + \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\beta \cdot \tanh \bar{\beta} + \bar{\tau}}{\bar{\tau} \cdot \tanh \bar{\beta} + \bar{\beta}} \right] \dots \dots \dots (28)$$

$$\delta_0 = \frac{\tau_u}{C_s} \left[1 + \frac{(\beta \times \mu_m)^2}{2} + \beta \cdot \mu_m \cdot \frac{\beta \cdot \tanh \bar{\beta} + \bar{\tau}}{\bar{\tau} \cdot \tanh \bar{\beta} + \bar{\beta}} \right] \dots \dots \dots (29)$$

となる。但し

$$\bar{\tau} = \frac{K_v \cdot A_l \cdot l}{A_p \cdot E_c}, \quad \bar{\beta} = (1 - \mu_m) \beta$$

K_v : 先端地盤の鉛直地盤反力係数

A_l : 井筒の先端総面積

上式において、 $\mu_m = 0$ の場合、すなわち、地表面附近のセン断抵抗が τ_u に達する時の P_0 を第1次降伏荷重といい、 $\mu_m = 1$ の場合即ちセン断抵抗の塑性域が井筒全長に及んだ時の P_0 を第2次降伏荷重という。

数値計算

本橋の場合、プレシオメーターによる測定結果(表-3)より、(τ_u, C_s は全層についての平均値をとる)

$$\tau_u = 0.80 \text{ kg/cm}^2, \quad C_s = 2.11 \text{ kg/cm}^3, \quad K_v = 2.28 \text{ kg/cm}^3$$

また、 $A_p = 57.46 \times 10^4 \text{ cm}^2, \quad E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, \quad A_l = 134.6 \times 10^4 \text{ cm}^2, \quad l = 23.25 \times 10^2 \text{ cm}, \quad U = 45.12 \times 10^2 \text{ cm}$

$$\therefore \bar{\tau} = \frac{2.28 \times 134.6 \times 23.25 \times 10^6}{57.46 \times 2.11 \times 10^9} = 0.058$$

$$\beta = 23.25 \times 10^2 \times \sqrt{\frac{2.11 \times 45.12 \times 10^2}{57.46 \times 2.1 \times 10^7}} = 6.5$$

\therefore 第1次降伏荷重 $P_{01} = 5.007 \text{ t}$ (地表面が塑性化)

〃 沈下量 $\delta_{01} = 0.34 \text{ cm}$

表-3 プレシオメーターによる測定値

項目	土質		
	上部砂質土	中間粘性土	下部砂質土
層厚 m	3.78	12.69	6.78
初期圧 P_0 kg/cm ²	0.96	1.13	2.58
流動圧 P_f 〃	7.77	6.13	15.72
変形係数 E_s 〃	68.25	44.80	136.99
限界セン断力 τ_u 〃	0.68	0.57	1.13
スベリ係数 C_s kg/cm ³	2.00	1.44	4.24
限界変位量 δ_u cm	0.34	0.40	0.27

第2次降伏荷重 $P_{02} = 6.170 \text{ t}$ (全長が塑性化)
〃 沈下量 $\delta_{02} = 0.47 \text{ cm}$

一方、全マサツ力が塑性化し更に先端地盤が降伏化する時の載荷重は、7-1における測定値を導入して、

$$P_{0u} = U l \tau_u + q \cdot A_l = 5,455 + 42,597 = 48,052 \text{ ton}$$

これに対して、常時における、設計上載荷重は自重を含めて8255tanであり十分安全である。設計荷重上載時の総沈下量は、

$$\delta_1 = \frac{F \cdot l}{2 \cdot A_p \cdot E_c} = \frac{5.450 \times 23.25 \times 10^8}{2 \times 57.46 \times 2.1 \times 10^9} = 0.53 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{(P_0 - F) \cdot l}{A_p \cdot E_c} = \frac{2.805 \times 23.25 \times 10^8}{57.46 \times 2.1 \times 10^9} = 0.05 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \frac{P_0 - F}{K_v A} = \frac{2.805 \times 10^6}{2.64 \times 134.6 \times 10^4} = 0.63 \text{ cm}$$

$$\therefore \delta_l = 1.21 \text{ cm}$$

9. 底面平板載荷試験

プレシオメーターによる支持力値と井筒底面における、平板載荷試験との相関関係を求めるためにNo12井筒において井筒頂部から鋼管グイ(φ508mm $l=29.0\text{m}$)を介して、底面の平板(60cm×60cm)載荷試験を実施した。施工法を写真-4に、結果を図-14に示す。この結果、平板載

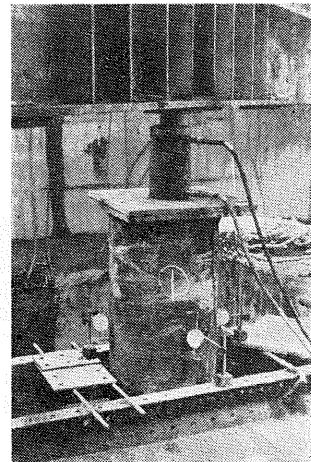
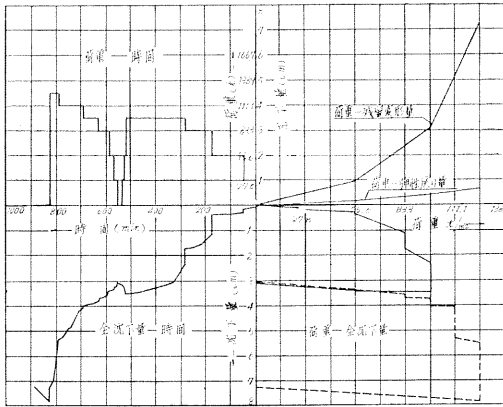


写真-4 鋼グイを用いた底面載荷試験



図一14 平板載荷試験

荷試験による、降伏支持力は約 83t/m^2 、沈下量 20mm であり、プレシオメーターによる測定値よりかなりひくい。これは、掘削残土やスライムが土被り厚がないために平板下面で側方流動をしているためであり、 $p-\delta$ 曲線もこのことを示している。このため水中コンクリート打設前に潜水夫、水中ポンプにより、掘削残土を入念に除去した。

10. 壁面土圧の測定

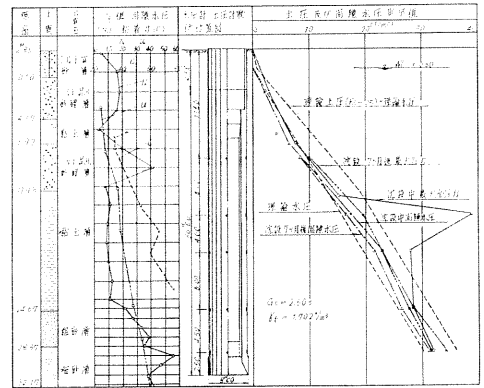
井筒の壁面にかかる土圧のとり方は、刃口まで1次的に漸増する土圧を考えるのは過大にすぎるとして次のような考え方がなされている。

- (1) 道路橋下部構造設計指針案：壁面土圧は地表面から 15m まで直線的に増加しそれ以下は一樣とする。
- (2) 大豊式：上記の数値を 10m とする。
- (3) 白石式：土圧の合力が、ランキン土圧にひとしくなるような放物線分布とする。

本橋の場合(1)によって設計したが、特に施工中の作用土圧の変動等について明らかでないところが多いので、土圧計、間隙水圧計(坂田式・写真一5)によって、沈設施工中、施工後の壁面土圧、間隙水圧の測定を行なった。測定結果を図一15に示す。この結果次のことがいえる。



写真一5 土圧計(右)との間隙水圧計(左)の取付



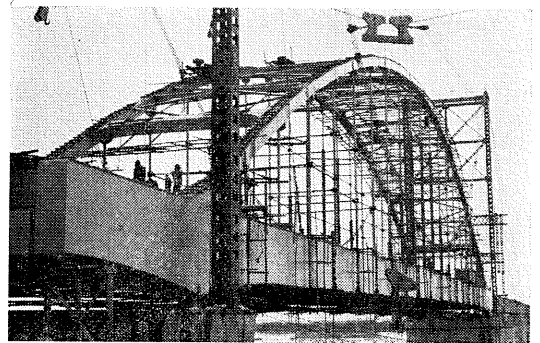
図一15 土圧及び間隙水圧測定値(第12P)

(1) 壁面土圧、間隙水圧とも、施工中のものより、施工後の方が、小さい。とくに施工中においては、理論全圧力の約 80% 大きい全圧力が観測された。

(2) 壁面にかかる間隙水圧は施工中、施工後とも、あまり大きな変動がなく、理論水圧にほぼひとしい。

(3) 壁面にかかる設計用土圧としては、本設計通りで十分であるが、施工中に相当大きな偏土圧がかかり得るので検討を要する。ただし、水中掘削の場合は、水圧の分だけは壁体応力から除くことができる。

写真一6は、本橋主径間部の現況である。



写真一6 主径間部の現況

11. あとがき

以上新石狩大橋において施工した井筒の設計、施工、試験について概述して来た。この結果次のことがいえる。

(1) プレシオメーターによる地盤の降伏支持力値は平板載荷試験におけるものより相当大きな値を与える。

(2) 傾斜偏心荷重をうける井筒の底面支持力は、本橋の場合鉛直荷重のみの場合の約 70% に低下する。

(3) 井筒を水中掘削した場合、先端の掘削残土、スライムは、先端支持力に重大な影響を与えるので、これらを入念に除去する必要がある。

(4) 井筒設計のための壁面土圧のとり方は、指針案程度で十分と思われるが、施工中に、相当大きな土圧、間隙水

圧の変動が予想されるので、注意を要する。

また井筒の設計に関してはまだいくつかの未解決の問題が残されている。たとえば、

(1) 周辺地盤、底面地盤の静的、動的な地盤反力係数の評価が明確でない。

(2) 地震時に壁面にかかる動的土圧の大きさがよく分っていない。

(3) 地盤をも含めた。井筒の地震時の応答解析と地盤の復元特性が明確でない。

(4) 傾斜偏心荷重をうける井筒の底面反力の弾塑性的解析と、塑性流動の範囲について定説がない。などである。

現在われわれは、他の橋梁工事において長さ50mの井筒を計画中であり、上記の問題点について十分検討の上設計に反映したいと考えている。

新石狩大橋基礎工事は、清水建設株式会社によって施工され、また諸測定は、筆者の他に、札幌開発建設部、青木正夫、柴田勝、三浦智の各技官がこれを担当した。諸氏の

努力に感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1, (文責 高橋陽一)「新石狩大橋の下部工選択について」第20回建設省技術研究発表会要旨課題 1966
- 2, 中島, 八島編「新しい基礎工法の設計」 1964
- 3, 札幌開発建設部「新石狩大橋地耐力調査報告書」(基礎地盤コンサルタンツKK) 1967
- 4, 土質工学会「土と基礎の設計法」(その1) 1963
- 5, 湯浅亀一「材料力学」(中巻) 1957
- 6, 赤井浩一「土の支持力と沈下」 1964
- 7, 佐藤 悟「基礎杭の支持力機構」 土木技術Vol20, 1~5
- 8, 高橋, 青木「場所打コンクリートクイの載荷試験について」第8回開発局技術研究発表会 1965
- 9, 高橋陽一「新石狩大橋の基礎工一とくに大径鋼管斜めクイの載荷試験について」
第5回本発表会 1965

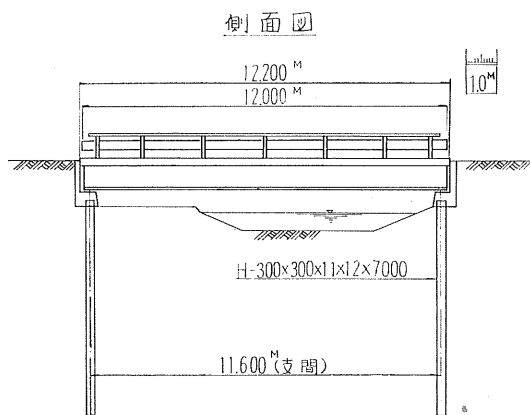
W 橋 補 修 工 事 の 考 察

正 員 鈴 木 洋 二*

正 員 ○上 野 泰 弘**

1. 概 要

W橋は、開拓道路に架設された集乳用の車輛を通すことを目的とした道路橋で、支間11.6m、巾員4.0m、設計荷重14tである。基礎は、長さ7mのH杭を片側4本、計8本で支えていて、図一1に示すような、構造のものである。



図一1 W 橋 一 般 図

この橋は図にみるように、簡易橋ともいべきごく小さな、ありふれた橋である。しかし、このように単純小型な橋でも、下部構造について、土層がどのようなものであるかを調査してから設計するという設計の基本をふむべきであった、という事例を経験したので、これを報告して、会員諸兄の参考に供するものである。

2. 当初工事の内容と、現在に至る経過

本橋は昭和40年に竣工したが、その後橋台が不等沈下を起し、左右の差が35cmにも達した。それで橋台基礎の土質性状、土層の層序から推定して、まず第一に、杭の支持力に不足が考えられたので、施工時の杭の打込状況にもとづいて行った杭の支持力計算を検討したところ、計算結果はほぼ妥当と考えられたので、とりあえず、基礎の支持力を増強するため杭の水平方向に、横桁を取り付けることにより沈下の防止を図ることにした。ところが、横桁取付のために杭の周辺土を掘削したときに、さらに橋台が沈下した

*釧路開発建設部工務課課長補佐

**釧路開発建設部工務課

ものである。以上が本補修工事に至るまでの経過の概要である。

3. 最初の杭の沈下について

杭の支持力を打込みの記録だけから判定すること、つまり動的公式によって杭の支持力をきめることは、理論的にも実際的にも種々の制約があり完全とは思われないが、この工事の場合、ほかに利用できるデータがなかったから現場の技術者として、動的公式にたよったことは妥当と考えられるので、一応その結果を検討することにする。

動的杭打公式には、上記のように種々な制約がある上に、公式の型式も区々であって複雑な公式の方が簡単な公式よりも正確であるという根拠もないから、エンジニアリングニュース式を使って支持力を求めてみると、表一1のような値が得られた。

表一1 杭打記録および支持力計算

杭番号	打込回数	打止の時の		支持力 (t)	摘 要
		落下高 (M)	貫入量 (MM)		
1	360	5.5	3.5	14.3	右 岸
2	307	5.5	4.0	14.0	〃
3	330	5.5	4.5	13.8	〃
4	335	5.0	4.5	12.5	〃
5	267	5.5	3.0	14.5	左 岸
6	335	5.5	3.0	14.5	〃
7	357	5.5	3.0	14.5	〃
8	258	5.5	3.0	14.5	〃

H杭 300×300×11×12 長さ 7M 落錘重量 450kg

一方橋体重量を算定すると

主桁構造材	10.08 t
その他部材	2.00 t
コンクリート床版	2.1m ³ 5.04 t
橋台コンクリート	5.7m ³ 13.68 t
計	30.80 t

この荷重は、杭一本当たり3.85tであり、表一1の計算による杭の支持力は、これを十分上まわる数値である。

しかるに橋の絶対沈下量は、50cmにも達し35cmの不均等

な沈下を生じた。

沈下の原因について、考えられる点を列記してみると、

(1) 杭の支持力公式により得られた支持力と、実際の静荷重による支持力、との相違による支持力算定上の誤差。

(2) 杭1本当りの支持力は十分でも、群杭として考えた全体の杭の支持力不足

(3) 杭の支持力は、本設計の場合、橋体重量だけを考えているが、この他に盛土荷重により下層土が圧密沈下を生じ、このために杭に下向きの力が加わって沈下が促進されたこと。

以上の3点が考えられる。これらの点について、さらに考察してみると、

(1)の原因となる要素としては、杭重量、重錘重量、落下高、貫入量がある。杭重量と重錘重量との関係は、449.4kg 対 450kg で重錘の重量としては十分と考えられる。また落下高も5m前後であるので、さして不都合な値を示してい

るわけではないので、(1)の原因が大きなウェイトを占めるとは考えられない。

(2)の原因にしても、杭の総数が4本であり、杭間隔も約1mあり群杭として考えた支持力も、橋体荷重を支えるに十分と考えられる。

(3)については、盛土高は1m前後と大きい方ではないが、地盤が泥炭層であり、また沈下量も盛土直後に大きな値を示し、約一年後の41年の秋以降は、表-2および図-2にみるように、ほとんど沈下していないところから考えて、盛土荷重により地盤に圧密沈下が起り、このため杭の周辺に負摩擦力がはたらき、杭にかかる荷重が、増大してH杭が沈下したものと推定される。

3. 橋台の沈下とその原因

補修工事の設計に当って、すでに生じた橋台の沈下は橋体荷重に対して杭の支持力が足らぬために起ったと推定したので、なんらかの方法でもう少し支持力を増してやればよいと考え、厚さ50cm、巾90cm、長さ5.6mの横桁を、H杭に取り付けて沈下を防ぎ、その上で橋台コンクリートを打ち足して、橋桁をもとの位置に修復しようと計画した。ところが、その工事にあたって横桁施工のため橋台底部以下に掘削を進めたとき急激に沈下を起し、写真-1にみるように橋桁が締切土俵に支えられるような状態となった。(写真-2は修復完了後を示す)

表-2 橋台沈下表

年月日	右岸	左岸
40. 12. 1	10.30 M	10.30 M
40. 12. 10	10.03	10.28
40. 12. 21	10.00	10.265
41. 8. 17	9.82	10.15
41. 10. 17	9.891	10.149
41. 11. 17	9.81	10.15

測点	S40 北端高	S40 施工高	S42 北端高
660	938	10.69	10.42
680	908	10.40	989
700	912	10.30	977
105 108 108 125 720 228 23	972 986 764 959	10.30	1015
740	920	10.30	968
760	922	10.30	963
780	938	10.30	973

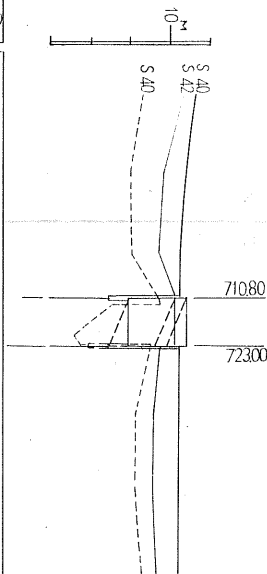


図-2 沈下縦断面図

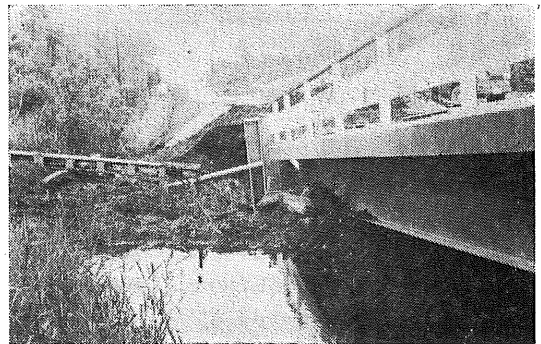


写真-1

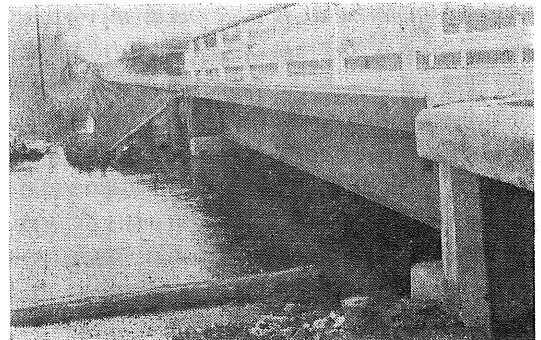
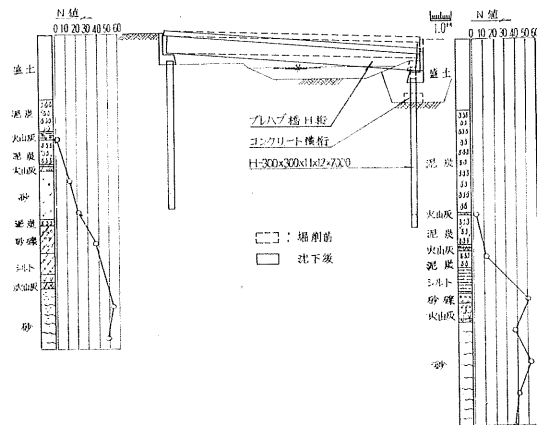


写真-2

この原因を考えてみると、この杭基礎は、掘削前において、支持力の極限状態にあり、余分の荷重の増加あるいは、わずかの支持力要素の減少によって、容易に杭周辺の土は塑性状態に移り、沈下を始める状態にあったと推定される。本橋について余分の荷重は、交通によるものしかないから、さほどに大きいものとは考えられない。したがって沈下の直接の原因は、橋台底部以下の掘削によって、支持力要素を減少させたことにあると考えられる。この場合支持力要素としては、杭のまわりの周面抵抗力の他に、橋台底面の支持力も、橋台が事前に沈下し続いていたことから、考慮に入るべきである。

打込時には、表～1に示すように、杭一本当り14tあまりの支持力があるように記録されており、また橋体荷重のみだと一本当り3.85tであり、杭重量を入れても4.32tの荷重であることから、支持力には十分の余裕があるため、これ以上の沈下はないと考え杭周りの掘削時には、掘削することによってこの荷重に抵抗する支持力が減少するという考えがおよばなかったのが今回工事の計画、設計上の不十分さであった。

図一3の土質柱状図によってこれを説明すると、盛土の深さが約3mあるが、前回の工事で約1mしか盛土してないので、過去に於いて約2mの盛土材料が泥炭中に押し込



図一3 土質柱状図

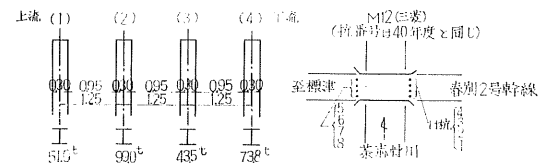
まれたことになり、橋台附近の泥炭層はかなり圧密されていたと思われる。

この事から一時（計算通りの支持力が、盛土前に生じたかも知れないが）着着いていたと思われる杭が、盛土施工に伴い生じた盛土地盤の圧縮により、負摩擦力として伝わり杭の沈下を促したものと考えられ、その際盛土前の杭の支持層を破り、盛土後に於いて一応摩擦杭として沈下に対しては、平衡に近い状態にあったものと考えられる。

橋台の底面が広い基礎となって、荷重を支えていた力も少なくなかったはずである。この部分を掘削して取り除いたため、摩擦力の少ない泥炭層に位置する5m部分で全荷重を負担せざるを得なくなり、それだけの支持力がないために急激に沈下したものと思われる。

4. 結 び

いかに小橋梁とはいへ、これ以上手さぐりだけで設計を推し進めるわけにも行かず、ここで一時施工を中止して、おそまきながら土質調査を行い、図一3のような土質柱状図をもとにして、抜本的施工方針に踏み切った。その結果杭長を5m長くして図一3の砂礫に達する支持杭とすることにして、施工したところ、図一4に示すような打止め計算の結果が得られ、これであれば十分の支持力を有し、有害な沈下は生じないものと考えられる。



図一4 打止計算図

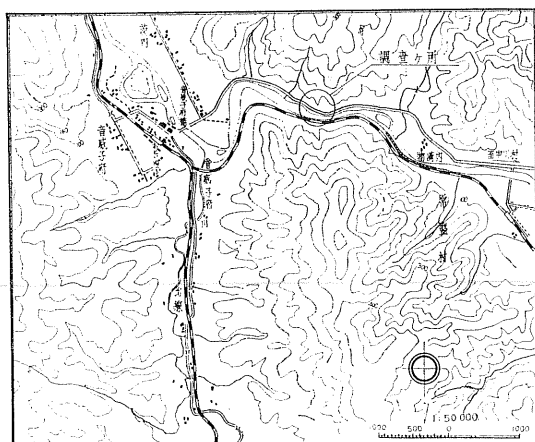
以上、土質の調査が不十分のために招いた橋台基礎の施工の不具合について報告してきたが、調査を省略して得た金額は、補修に投じたそれにくらべて微々たるものであることを考えるとき、筆者らは、声を大にして設計段階での調査の重要性を強調したいのである。

茨内地すべりの調査および対策について

○正員 吉田 真三*
 正員 石川 卓己**
 正員 上坂 勉***

1. ま え が き

一般国道40号を旭川から北上し、音威子府村市街を過ぎ天塩川に沿って約2 KM西進したあたりが茨内地区である。この付近は天塩川が深い谷を作って流れ、その北岸を鉄道、南岸を国道が走っている。



図一 地すべり調査箇所図

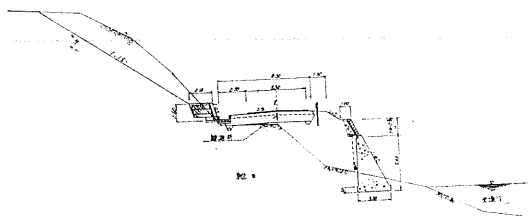
昭和41年度に当地区の道路改良工事を行ったが11月に至って地すべりが発生し、道路の一部に破壊を生じた。

以後、応急処置、観測および調査を行ない、42年度に対策工事を施工した。

以下、これらについて報告する。

2. 41年度工事概況

旧道造成幅員5 mを車道幅員5.5 m 造成幅員8.5 mに拡幅改良したものである。



図二 41年度工事切断面図

*旭川開発建設部道路一課
 **旭川開発建設部道路一課
 ***旭川開発建設部道路一課

着工時測点2 K 160の湧水を伴う法面崩壊と、測点2 K 060~120間の法尻道路側溝が常に押しつぶされていたことから、原因を求めてこの附近の山腹を調査したところ、道路の南側約8.0 mに約60 m²の沼地を発見した。

施工にあたっては、法面崩壊の危険を少なくするため、次のような注意をした。

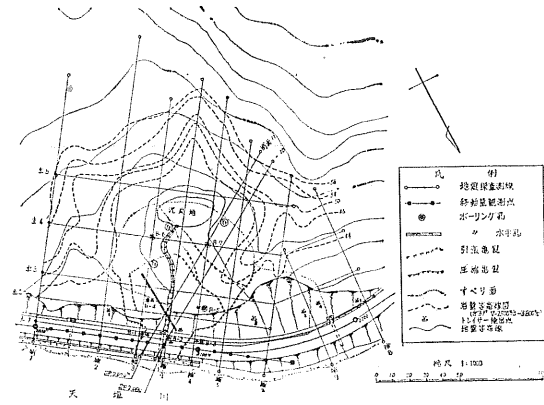
i 山側法面の切土を最少限に止めるため道路中心線を約2 m川側に寄せた。川側には測点1 K 990~2 K 090間の高さ5.5 mのコンクリート擁壁の上に高さ1.77 mのブロック積を設けた。

ii 湧水等の原因と考えられる沼地の排水のため沼の底の高さを基準として、測点2 K 080~100間の高みを切り取り、切土法尻には2 K 000~200間にふとん籠3段積の法止工と、コンクリートL型側溝を設けた。

3. 地すべり発生

工事しゅん功直前の41年11月5日に至り、測点2 K 050と2 K 060の中間山側法面に縦クラック、測点2 K 090と2 K 110の法頭を結ぶ線上の法面に斜のクラックが発生し、日一日と大きくなったことから本格的な地すべりと判断した。

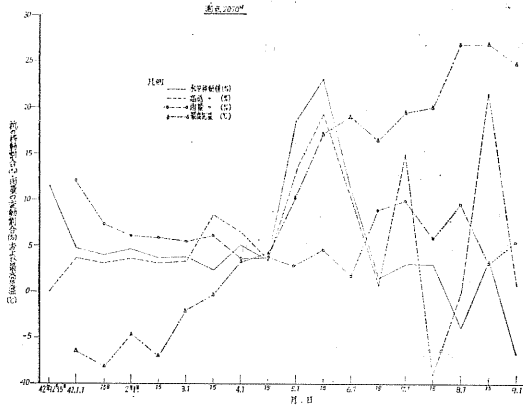
地すべりは、その後も続き、道路は全幅員延長約25 mの間が高さ48 cm盛上り、コンクリートL型側溝、ふとん籠法止工にも川側への移動と盛上りとがあり破壊した。川側ブロックは押し出されて次第に勾配が立ち始め遂には逆勾配となって42年5月下旬に崩壊した。ブロック下部のコンクリート擁壁には異状は認められない。



図三 地すべり調査平面図

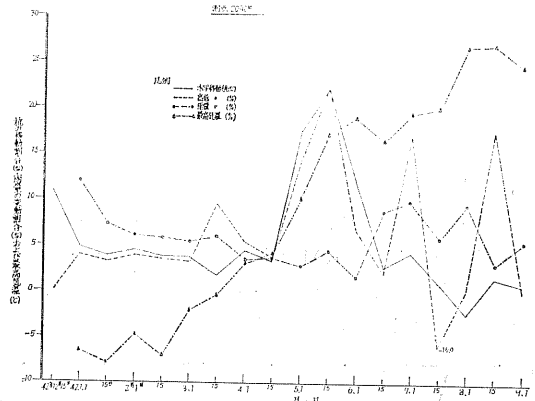
4. 処置と観測

降雪厳寒期を間近にしての本格的調査及び工事は不可能と判断し、融雪水と降雨の地下浸透を少なくする目的で測点 2 K070~2 K120間の切土全面にビニールで被覆を行った。観測は12月15日より週2回測点 2 K 000 の道路中心と道路中心線延長上の測点 2 K 150 の路肩を不動点として、10m 間隔に観測杭を杭頭地表面下約 10cm にして長50cm のものを埋設し、水平移動と高低移動の観測を行なった。移



図一四 杭の移動割合と雨量および気温の関係

動量の大きかった測点 2 K070と 2 K080の観測結果は、図一四、図一五のごとくであり、融雪水と降雨が地下浸透し排水を上まわるため地すべりを促進していると判断される。



図一五 杭の移動割合と雨量および気温の関係

5. 調査

測点 2 K000~2 K200間の長さ 200m、川岸から山側へ幅 250m の区域について現象面と地山内部の状況調査を目的として表一の通り行った。

表一 調査内容

項目	数	量
地形測量	0.25km × 0.2km - 0.05km ²	
地震探査	14測線 2.14km (主測線 5本, 補助測線 9本)	
ボーリング	15孔 455m (垂直 8孔 175m 水平 7孔 280m)	
電気検層	5孔 (1~5)	
ク探査	4点	
ひびみ計埋設	3孔 65m (1.4.6号ペーパーゲージ枚数64枚1方向)	
パイプ埋設	5孔 115m (2.3.5.7.8号) 地質並びに水位調査	
ストレナ埋設	7孔 280m 水抜兼用のため、塩化ビニール (φ=50mm) 孔あき。	

表二 地震探査表

測線名	測点	延長	発破点	破点数	遠隔発破点数	薬量 (gr)	備考
主測線	1	210m	15	4		100 × 15 + 4 × 50 = 3,500	測定単位測線長 100m 受振器間隔 5m
	2	140	12	4		100 × 12 + 2,000 = 3,200	
	3	195	17	4		100 × 17 + 2,000 = 3,700	
	4	185	16	4		100 × 16 + 2,000 = 3,600	
	5	145	12	4		100 × 12 + 2,000 = 3,200	
補助測線	1	2,000m	160	10	4	100 × 10 + 2,000 = 3,000	
	2	2,040	190	10	4	100 × 10 + 2,000 = 3,000	
	3	2,063	155	10	4	100 × 10 + 2,000 = 3,000	
	4	2,097	160	12	4	100 × 12 + 2,000 = 3,200	
	5	2,114	140	12	4	100 × 12 + 2,000 = 3,200	
	6	2,141	120	12	4	100 × 12 + 2,000 = 3,200	
	7	2,172	70	4	2	100 × 4 + 2 × 500 = 1,400	
	8	2,207	100	5	2	100 × 5 + 2 × 500 = 1,500	
	9	2,081	170	9	3	100 × 9 + 3 × 500 = 2,400	
計			156	51		41,1kg	

5-1 地震探査

増幅器 (TR-2型) によって、屈折波の伝播速度測定を表-2の測線について行なった。

5-1-1 速度層

測定結果に基づいて解析した速度層区分は図-6-9のとおり、速度層の範囲は表-3のとおりである。

表-3 速度層区分表

速度層	速度の範囲	
第一層	200 ~ 800	いわゆる表土帯で 600~700 が一般的である。 (平坦帯, 上部斜面帯) 500以下の部分は主-3. 4. 5. と補-5. 6. 7. の交叉する範囲 (測点2, k100~2, k200の崩壊斜面帯) を占める。
第二層	900 ~ 2,000	粘土交り崩土帯で 1,500~2,000 が一般的である。 補-9. 5. の上部斜面帯ではやや低速で、以外では平坦部のそれと等しいか或いは速い。 補-6. 7. 8. では 900~1,500 の低速部で占められる。
第三層	2,900~3,500	硬岩帯で 3,000以下の部分は補-2. 7. 8 に 3,500以上の部分は補-1. 3 の上部斜面に表われる。
低速度層		いずれも 5 m以下のもので連続性は明らかでなく、不連続な亀裂の集合体 (小さなセン断帯) とみられる。 第2層の基底部から第3層にかけて存在する。

5-1-2 速度層の分布

第1層は地表面沿いに厚さ2~6mで分布している岩砕 (亜角礫) まじりの砂土で上部斜面からの崩落物とみられる。第2層は厚さ4~12mで分布している砂粒ロームの不規則に混交した岩砕土で、各層の基底面はほとんど地表面と平行し、ゆるやかに波を打ったような起状を呈する。くぼみは主-5附近にあり、主-4の終点寄りに延長されている。この部分では第2層の厚さが増大し、補-5,6附近では17mに達している。小さなくぼみは補-2,3,4の上部斜面部と補-3,4,6,7,9の法面下方にもみられる。

低速度層は測線上の22点に検出され、方向性は周辺の岩体状況から推定すると、ほぼN40°~50°Eの傾向があり、

この方向は現地表面に発生しているクラックの方向(N30°W) とほぼ直交する。

第3速度層面の等高線は現在の山腹部にある、平坦地形面の下方にはゆるやかなくぼみ (約300m²) が存在し、補-5線には細長い低地帯 (幅5m余り) がみられる。このくぼみは現道に向って開口していて両翼にはこれを包む様な形で突起体が存在している。すなわち、西側ではN45°E、東側ではN45°Wへ潜在稜線が延長し、現道に表われた隆起縁の延長はこれらの稜線方向に発生し、かつ伸長している。

5-2 ボーリング

中央地帯の現道から山腹部平坦地帯へかけて表-4の如

表-4 ボーリング孔の配置

孔 No.	位 置	標 高	孔 深	歪 計 深 度 (m)	備 考
1	測点2, k064 主-1 測線沿い	38.85 ^m	15.0 ^m	2, 4, 6, 8, 10, 12, 14 ^m 計7点	現 道 上
2	測線2, k082	39.30	15.0	ブリキ製円管 垂直による歪計調査 (φ=50mm ストレーナーつき)	〃
3	測線2, k100	38.60	15.0	〃	〃
4	測点2, k062 補-3 測線沿い	51.09	20.0	2, 2, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 ^m 計10点	切 土 法 面
5	測線2, k100 補-4 測線沿い	51.70	20.0	ブリキ製円管 (φ=50mm ストレーナーつき)	〃
6	測線2, k063 補-3 測線上	54.49	30.0	2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 24, 26, 28, 30 ^m 計15点	平 坦 面
7	測線2, k097 補-4 測線上	55.18	30.0	ブリキ製円管 (φ=50mm ストレーナーつき)	〃
8	測点2, k096	63.70	30.0	〃	上 部 斜 面
(水) 1	測点2, k084 法面下方	41.00	40.0	φ=50mm 有孔塩ビストレーナー	対 策 兼 用 尻 切 土 法

く配置した。No. 1～8 ボーリングはケーシング抜き揚げと並行して孔内の電気検層を実施し、終了後各孔にはそれぞれ予定の計器類、または円管を押し、昭和42年5月4日から7月7日の間、孔内水位と埋設計の変位測定を行なっ

た。

又、掘削時における各孔のコア状況、崩壊現象並びに掘削後の変位現象は表-5のとおりである。

表-5 垂直ボーリング孔内状況

孔 No.	岩相区分			掘削時現象		変位		推定	孔内水位
	礫砂質土	含礫粘土	硬岩盤	崩壊押し出し	漏水・湧水	パイプ歪許	円管	すべり面	
1	0～1.8	～5.8	7.0～	4.0～6.0			m 4.2 縮少	2.0m 6.0	m 0.85
2	0～1.0	～7.4	～	5.4～7.3 12.0～14.0			5.2 以降縮少	7.3	2.60
3	0～2.4	～7.0	7.0～						1.44
4	0～12.6	～17.8	19.5～		M 9.8 (20 l 漏水)	歪 17.0m 成長	15.0 縮少	17.8	9.22
5	0～8.2	～17.0	17.0～	1.4 13.0			13.3以降縮少	17.0	5.20
6	0～16.0	～21.0	21.0～	3.0 24.5	22.65 (20 l 漏水) 12.8 (5 l 漏水)	17.0～19.0 歪不安定	24.6以降縮少	19.0 21.0	1.86
7	0～0.4	～28.8	28.8～		17.0 (20 l 漏水) 18～21.5 (5 l 漏水) 22.5 (15 l 漏水)			15.0 (21.5)	2.66
8	0～5.0	～15.0	27.0～	2～13.0	5.2 (少量) 10.0 (20 l 漏水)				6.00

含礫粘土帯は一般に含水比が高く、黄緑色～乳灰色を呈して、粘土は滑石質のいわゆる「スベスベ」した感触で粘着性が低く、礫は正常な状態でクラウンに切断された

もの、あるいは転動したものなどがあり地山状態における硬さに疑問が残るが、硬岩盤とかなり急激に移行することから、この帯は旧期の崩積帯ではないかと思われる。

計器観測によって得られた変位現象は硬岩帯直上附近のものが多く、地震探査における第3層上面の形から見て、主要なすべりはこれに沿って発生しているものと思われる。孔内水位は極めて高く、山腹平坦面上縁の湿地帯の存在からみてもほとんど現地表面近くにある。水位の日変化は極めて緩慢である。(図-6参照)

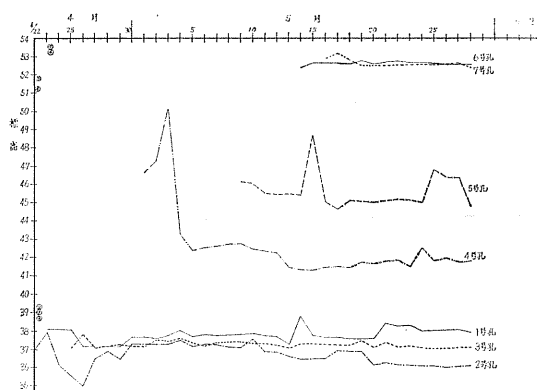


図-6 水位変動図

5-3 電気検層

ケーシング抜き揚げ後の孔内保持が困難であることから検層は極間隔16cmの2極法で行い検層結果は表-6の如くである。

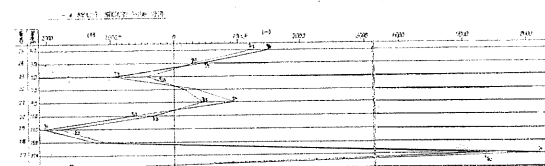
表—6 各孔の検層値

孔 No.	表層帯	含礫粘土帯	硬岩帯	低比抵抗帯
1			150 → 300 ^(Q m)	—
2	> (Q m) 300	> (Q m) 300	> 300	15m以深 50(Q m, (硬岩帯)
3	> 300	> 300	300 → 90	8 175 (硬岩帯)
4	> 300	> 300	< 180	12.7m 100 (含礫粘土帯) 13.6m 100 (〃)
5	—	> 300	< 200	14.0m 70 (〃)
a	600	330	160	6~7.6m 120 (〃)
b	170	400	170	—
c	600	150	800	—
d	700	80	> 300	11—14.8 極小 (硬岩帯)

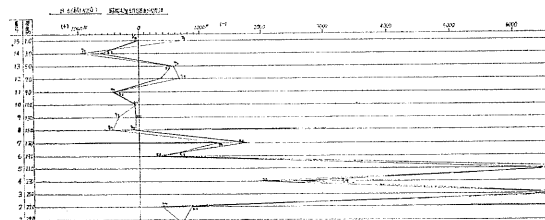
註—1 a—dはウェンナー系4極法

5-4 歪計の指示値経過

B-1孔, B-4孔, B-6孔にペーパーストレインゲージをそれぞれ4月25日, 5月4日, 5月14日に埋設しパイプ歪量を測定した。その後7月7日までに発生した歪量は図-4, 5に示し埋設直後の歪量の修正をしていないので図形としては各深度に変曲点が現われている。これらのうち歪変化の見られる深度は, B-1, 2m, B-4, 17m, B-6, 21m24mでB-4は著じるしい成長を示していることが判った。(図-7, 図-8参照)



図—7 パイプヒズミ計測定結果



図—8 パイプヒズミ計測定結果

5-5 地下水

地表湧水点並びにボーリング孔内から採取した水について

水質試験, 孔内水位変動並びに地下水の流水状況を調査した。水質試験の結果については省略する。

5-5-1 地下水位の変動

先に孔内水位変動についてボーリングの項で述べたが, 現道上のB-1, 2, 3.ではB-2で水位が低く, これは集水暗渠の存在による影響と思われる。地下水面は, ほとんど切土法面に平行に存在し, 特定方向への集中的な流動を予測できるような現象は見当たらない。又孔内水位は漸次安定水位に近づいているものと思われる。孔相互間の水位の傾向については, B-2, 4, 5, 6, 7.各孔(中央帯)の水位カーブはほとんど同様な傾向を示し, 6号孔→4号孔, 6号孔→2号孔へそれぞれ7日間, 6日間を経て変動が伝っている。測点1, 測点3, 両孔は相互に中央帯のそれとはやや異った変動を示していて, 降雨と孔内水位上昇との間には約3-4日の遅れがみられる。以上のことから中央帯内の地下水は, 周辺帯とは別に独立した地下水区を形成している可能性がある。

5-5-2 地下水の流況について

トレーサーとして硫酸マンガとウラニンを使用した。硫酸マンガは7.5kgを40ℓの水で溶解して, 5月13日8時30分に6号孔内に投入, ウラニンは500grを20ℓの水に溶解し5月19日17時30分に7号孔内に投入した。いずれも投入後毎日9時と15時の2回, 図-2に示した11地点で観測, 表-7の地点で検出した。

表—7 トレーサー検出表

トレーサー	投入地点	5号孔	測点1	1号孔	3号孔	測点3
硫酸マンガ	5号孔	—	60/8.885 [±] 1 × 10 ⁻² m/sec	90/8.335 [±] 1.7 × 10 ⁻² m/sec	70/8.155 [±] 1.4 × 10 ⁻² m/sec	—
ウラニ	7号孔	40/1.89 [±] 3.5 × 10 ⁻² m/sec	—	—	90/9.070 [±] 1.7 × 10 ⁻² m/sec	53/1.920 [±] 4.6 × 10 ⁻² m/sec

単純な計算による2点間の流速は6号孔→1号孔、7号孔→測点3、で大きい。全般的に流れの方向は現道にほぼ直交し、N 10° E方向でやや速い。以上の状況から当地の地下水については次の如く推察される。

1) 中央帯の水は沢とその周辺の浸透水によって涵養され、四季を通じて潤渇する気配がない。

2) 帯内の地下水は号孔を中心とする幅30mを流出範囲とする。豊水期の地下水位の高い場合のみ周辺帯へ水位が連絡しており、この限界水位は6、7号孔付近ではほぼ地表下2—3mと推定される。

3) 帯内からの地下流量(5月末日現在)は概算

$$V \approx 5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$A \approx 100 \text{ m}^2$$

但し、 $A = (27\text{m} + 14\text{m}) \times 5\text{m} / 2 \rightarrow$ 主—1断面上

$$Q = 100 \times 10^4 \times 5 \times 10^{-2} = 500 \times 10^2 \text{ cc} = 1/\text{sec前後と推定される。}$$

4) 中央帯内の水位が高い場合にはかなり地すべりに影響を与えることが予想される。

6. 解 析

6-1 地すべりの原因

一般に地すべりは、基盤の岩質、地質構造および地表の状態あるいは人為的な行為に、降雨の地下浸透、地下水等が加わり発生するものと考えられる。地すべりには習慣性があり、一度すべったところは、またすべるという反復性が強い。今回の地すべり原因は以上の要素がからまった、くり返し地すべりであると思われる。当地の地すべりの原因になる各要素は以下の如くと思われる。

6-1-1 基盤の岩質

基盤の岩質は、蛇紋岩で日高帯の中軸部に普遍的に出現する塩基性岩と同質の超塩基性火成岩から変成したものである。土木工事の対象としては、もっとも嫌われている岩石で剥離性と粘土化による崩落、押し出しあるいは地すべり等の災害をしばしば引き起こしている。これらの原因は次の如き特性によるものと思われる。蛇紋岩の主成分鉱物はかんらん石、輝石および角閃石などから変成されて生じたものと考えられる。2次鉱物—蛇紋石—で一般的な化学組成 $\text{Mg}_3 \text{Si}_2 \text{O}_5 (\text{OH})_4$ のうちMgは酸あるいは塩基に対する反応が容易で、降水などの天然水によっても容易に流出するものである。従って、蛇紋石は分解して塊状→葉片状あるいは繊維状体へ容易に移行し特有の粘土鉱物を発生する。当地の蛇紋岩は黄灰色、黄緑色あるいは黒色のものから構成されているが、粘土化は淡色のもの程進行しており地表下10—15m近の範囲まで粘土が形成されている。

6-1-2 地質構造

当地方では、冬は -30°C と凍結作用が著るしく9月か

ら冬にかけては特に雨が多く、機械的にも化学的にも風化作用が活発で斜面崩壊、地すべり等構造運動による岩体から粘土化へとすでに岩体の劣化が発生している。弾性波による低速度帯は、ほぼ $\text{N}40^\circ \sim 50^\circ \text{E}$ 方向に配列し、おそらく南北方向の主構造運動によるせん断帯とみられるが、付随したこれと類似のせん断面は無数に存在していて、岩体の弛緩と地下水の侵入による粘土代を著るしく容易にしている。

6-1-3 地下水

供給源として沢があり、この水は標高70m付近までは潜流として崖中を流下し、この附近から大部分は地表に出て、湿地に滞水した後、41年度に堀削した水路を経て天塩川に入っている。4—5月の融雪期および雨季における流量は推算 500 l/min を下らず、これ以外の時期においては急激に減少し $30 \sim 50 \text{ l/min}$ となる。中央帯の標高48m附近に広がる湿地への供給源はこの沢が主体とみられるが、泥炭層の存在は、沢水の一部が潜流としてあるいは周辺帯斜面からの浸透水供給の絶えないことを示している。中央帯の地下水位は高く、5月30日における測定では地表下2—10mの範囲にあって流動(平均 $V = 1 \sim 4 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$, $Q = 6 \sim 24 \text{ l/minm}^2$)している。このことは異常に近い現象である。これらの基本要素は明らかに地すべりのもので、すでに旧期の地すべりの存在していたことを示している。従って今回の地すべりはこれの再発とするのがもっとも妥当である。泥炭層の形成が 1 cm/年 で行なわれたと仮定しても、この湿地帯の形成後すでに200年を経過しており、この崩壊土の形成後に発生した最初のすべりは最低に見積っても200年以前であろう。その後泥炭層の堆積環境が乱れる程の地盤変動はなかったようであるが、不可視なはんいで緩慢な移動が継続していたか否かについての判断は不可能である。今回の地すべりの契機となったものは、長年月に及ぶ地下水の浸透に因るせん断帯土層の強度低下(粘土化)と、急激な地下水位の上昇に求められよう。

6-2 地すべりの範囲

6-2-1 地すべりの範囲

地形の面から測点2km—2K 200mの山側斜面(標高60m以下)一帯に及ぶもので、現象面からは、測点2K 080を通る補—9測線を中心とする中央帯と、この両側の周辺帯とに区別される。中央帯のすべり面の末端は、現道の下を通過してコンクリートブロック積み下部へ抜ける楕円形のもので主動の方向は $\text{N}50^\circ \text{E}$ と見られる。現道の盛上りはこの方向に延長し、山腹平坦部を刻む多数の亀裂と段落ちは主動方向と直交している。周辺帯は測点2K 030を中心とするものと、測点2K 160を中心とする湧水現象を伴う崩壊現象がある。

6-2-2 運動の様式

中央帯周縁の亀裂がもっとも早く発生していることと、周縁帯にこれと同方向の亀裂が簇生していることは、中央帯の地すべり運動に付随した圧迫によって周縁に強い崩壊性の地すべりを誘発したことが推定される。

6-2-3 すべり面の決定

ボーリング各孔においてすべり面である可能性のもっとも高い点は表-5の如くで旧期における地すべり面は大局的には第三速度層の上面に沿って発生したと予想される。今回の中央帯のすべりは末端部が護岸コンクリート擁壁の

上面附近とみられることと、山腹平坦部に発生している頭部の引張り亀裂の位置とボーリング孔内推定すべり面とからこれらとを結んだ曲面で形成されていると推定される。主動方向は第三速度層等高線図ならびに地表の変位現象からN50°Eとみられる(図-9~12参照)

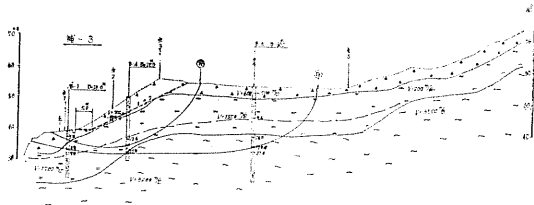


図-9 すべり面補

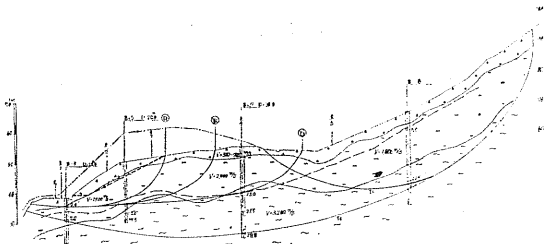


図-10 すべり面(補-4)

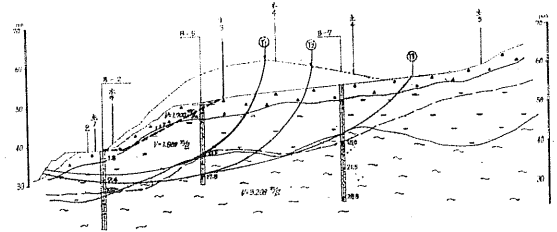


図-11 すべり面(断面10)

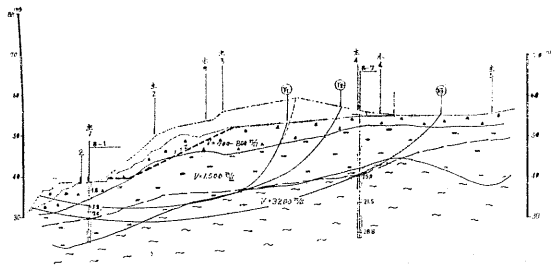


図-12 断面-11

6-3 土のせん断強さ

粒度試験、の結果は表-8の通りである。

表-8 粒度曲線表

レキ分%	砂分%	シルト分%	粘土分%	60%径mm	10%径mm	均等係数	2000μフルイ通過率%	420μフルイ通過率%	74μフルイ通過率%	三角座標上の記号	三角座標法による分類	備考
0.0	54.0	40.0	6.0	0.15	6.0075	20.0	100.0	80.0	46.0	h	砂質ローム	—

視認では粘土ロームの分類に入ると思われたが分析では砂質ロームであった。力学試験はφ3mm以上の礫分を除い

て行った。粒子の比重は2.698液性限界は21%で乾燥密度は1.71/m³である。含水比の変化に伴う粘着力Cの変化は図-13に示すようにかかなり顕著であるが内部マサツ角の変化は極めて少ないことが知られる。

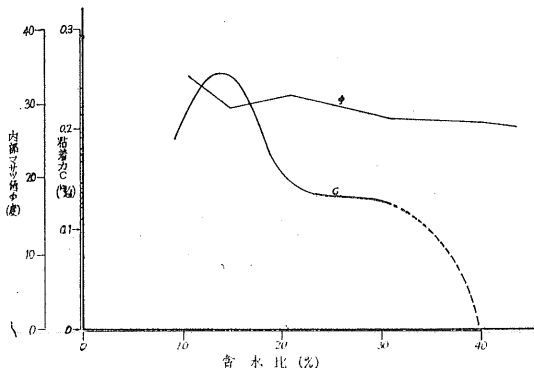
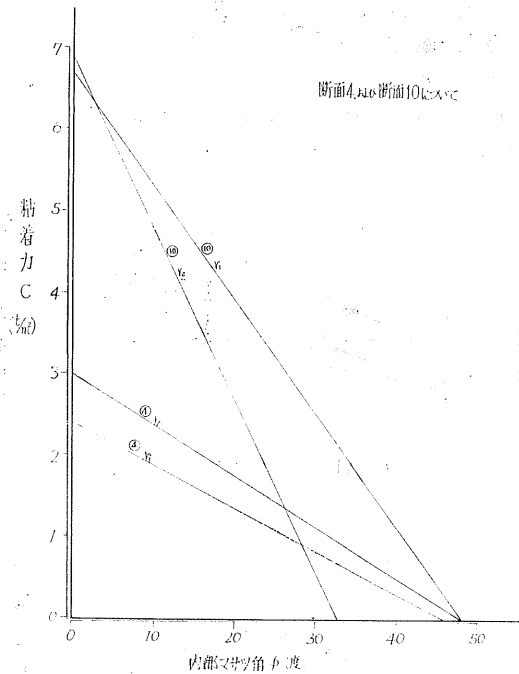


図-13 急速一面せん断によるくとφ

6-4 地山条件によるせん断土の強度

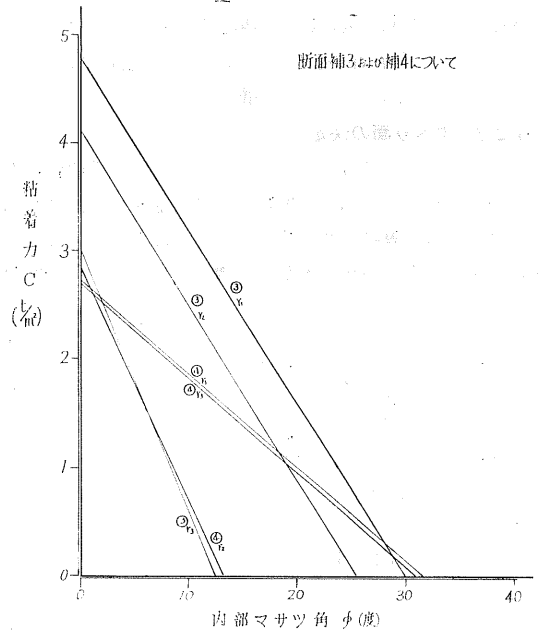
改良工事以前の地山状態から危険度の高いとみられる断面4, 10, を選び推定したすべり面についての安全率を1としたときに必要なせん断抵抗を次の条件を与えて試算した場合図-14の如くである。

- 条件 1) すべり面は現在の推定すべり面 $r_1 \sim r_3$ と一致し、最大のすべり面は r_3 である。
- 2) 土塊の単位容積重量は1.8 t/m³とする。
- 3) 間隙水圧の最大はボーリング孔の水位の観測から断面積の80%とする。



図—14 施工前切土断面におけるくとφの限界値

この結果もっとも危険なすべりは断面10の r_1 で、せん断帯の強度は粘着力のみであれば 6.6 t/m^2 、内部マサツ角のみであれば45度を超える。現在発生しているすべり面について同じ条件で求めた必要最低限のせん断抵抗値は図—15の如くであり、最も安全なすべり面は断面の r_3 でCのみでは約 3.0 t/m^2 、φのみでは 13° である。危険なのは同じく断面3の r_1, r_2 、断面4の r_1, r_3 などでCは 3 t/m^2 、φは30度を必要とする、すなわちこれらのすべり面が活動するためには、せん断強度はこれらの値以下であることが必要である。粘着力 $C = 1 \text{ t/m}^2$ と推定すると、そのときの内部マサツ角はほぼ20度でほとんどのすべり面は活動する。施工前地山断面におけるCとφの限界値で $C = 1 \text{ t/m}^2$



図—15 改良後の断面におけるくとφの限界値

としたときのφは $15^\circ \sim 47^\circ$ の範囲にあり、 $\phi > 30^\circ$ の内部マサツ角はむしろ崩壊型の場合であって通常の地すべりにおいては、この様に高いφの値をとることは稀と思われる。仮にこの値がせん断帯のものであるとすると各断面に発生した地すべり現象は説明出来ない。また施工の前後においてせん断帯の土性がこの様に急激に変化することも予想し得ない。以上のことからせん断帯の強度を $C = 1 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 20^\circ$ と決定した。従って施工以前における地山の安定は地下水位の低かったことによって保たれていたことと思われる。表—9は $C = 1 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 20^\circ$ によって求めた各断面の安全率 (F_s) を一括したもので、すべりの主動方向における断面においては全般に安全率は低いが特に断面10

表—9 すべり面 F_s 一覧

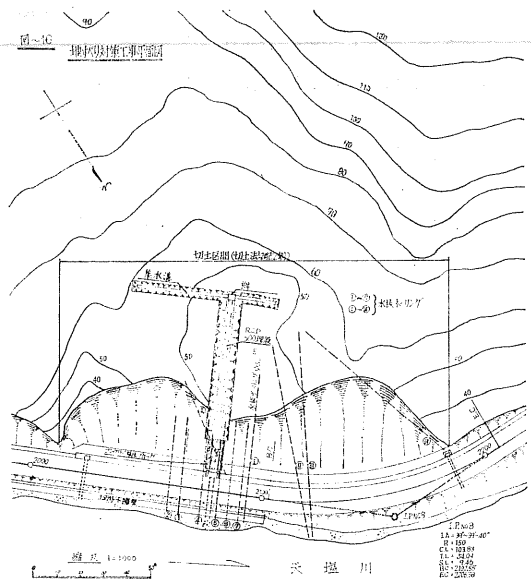
41年度改良工事後の安全率 ($\Sigma u = 0.8A$)

断 面	補 — 4			断 面 10			断 面 11		
	r_1	r_2	r_3	r_1	r_2	r_3	r_1	r_2	r_3
す べ り 面									
Σ L	53.4	69	93.2	63.2	75.8	102.0	71.9	83.4	107.6
Σ T	213.8	214.7	251.4	226.4	340.6	435.2	272.5	303.8	595.2
Σ N	576.3	909.5	1717.5	777.4	1298.7	2005.4	1097.2	1282.7	2777.3
Σ U	288.7	429.0	783	377.0	621	930	530.3	605.0	1,606.6
F_s $\left\{ \begin{array}{l} C = 1.0 + / \text{m}^2 \\ \phi = 20^\circ \end{array} \right.$	0.74	1.14	1.72	0.92	0.95	1.13	1.02	1.08	0.90

において著しい。この断面において間隙水圧 $\Sigma u = 0$ における各々のすべりの F_s は $r_1 = 1.5$ $r_2 = 1.6$ $r_3 = 1.9$ である。

7. 対策工法

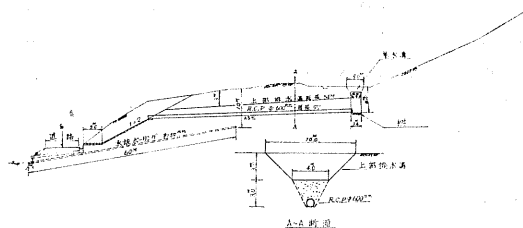
以上のべた様に地すべりの直接の原因は地下水位の急激な上昇（あるいは地山内部への浸入）にあることがほぼ明らかであるので、対策の基本は排水工法に置く事にした。ただし、この地すべりは完全に防止することは不可能に近いと思われる。一度地山内部に発生した透水機構は完全に閉塞しがたいこと、通常安定計算にもとづく切土計画では蛇紋岩粘土の特性（膨張性が高く、強大な土圧が生ずる）をおさえきれないこと、せん断強度の低下は地下水の有無にあること等から、切土等の計画は従たるものとして



図—16 地すべり対策工事平面図

考えることにした。この地すべりは移動速度が緩慢ないわゆる匍行型のもので対策工事は、効果を確認し乍ら次の工法を施行する十分な時間的余裕があるので当初の対策工事は次の如く行った。

図—17 地すべり対策断面図 $S = 1:500$



7-1 山腹平坦部集水溝

山腹平坦部の上部に道路中心線とほぼ平行に延長60m 底幅 2m、深さ 3m の集水溝を設け集水溝の中央附近に溝底よりさらに 3m 深い集水柵を設け集水溝で集まった水と地下水を更に集水して鉄筋コンクリート管水路で測点 2K 080 の道路側溝にある集水柵に導水することにした。(図—16, 17) この集水溝と集水柵は沢水等の表面水と表層地下水を集めることを目的としたものである。この管の流下能力は $0.76 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。尚流域面積 $97,000 \text{ m}^2$ 最大平均時間雨量 42.7 mm (20年確率) 流出率 0.75 と仮定した場合、最大流量は $0.86 \text{ m}^3/\text{sec}$ となるので集中豪雨、融雪水等の場合を考慮して鉄筋コンクリート管上に集水溝の底を基準とした排水溝を設け排水の完全を図った。10月18日現在のこの排水溝によって集排水される水量は $360 \text{ l}/\text{sec}$ である。

7-2 地下水の排水

地すべりの範囲の項で述べた現道の盛り上り箇所を中心として測点 2K 065～2K 090間を 5m 間隔で現道地下 6m の川岸コンクリート擁壁個所より 6ヶ所、測点 2K 085m の現道上約 1.2m の法尻附近より 1ヶ所の計 7ヶ所の第 1 次水抜ボーリングを深さ 40m で行い表—10の如き排水量を

表—10 水抜ボーリング孔しよりの排水量(一部抜粋)

ボーリング No.	S.P (m)	孔径 (mm)	排水量 (l/min)						備考	
			42.6.8	42.7.21	42.8.3	42.9.22	42.10.2	42.10.12		42.10.23
①	2,085	50	9.0	5.0	8.0					塩化ビニール管(有孔) L=00m
②	2,065	50	17.5	11.0	4.8					〃 (〃) 〃
③	2,070	50	2.5	0.5	0					〃 (〃) 〃
④	2,075	50	12.0	2.5	0.5					〃 (〃) 〃
⑤	2,081	50	30.0	10.0	0.8	8.8	7.7	7.2	8.0	〃 (〃) 〃
⑥	2,085	50	0.5	0.5	1.8					〃 (〃) 〃
⑦	2,090	50	2.7	0	0.6					〃 (〃) 〃
I	2,092	50			60.0(8.13)	40.1	37.2	30.1	28.2	鋼管 (〃) L=60m
II	2,120	50			30.0(8.30)	6.9	3.8	4.4	7.7	〃 (〃) L=82m
III	2,122	50			40.0(9.6)	11.3	14.2	6.1	32.2	〃 (〃) L=87m
IV	2,190	32	120.0(7.14)	112.0	110.0	39.7	39.9	38.9	59.2	〃 L=78m

(注) Boringの位置方向は対策工事平面図

得た。なお第二次排水ボーリングは解析図の第三速度層等高線図及びすべり面を参考として、山腹平坦地形面下方のくぼみに向かってボーリング勾配3%程度で測点2K120と2K122の2ヶ所より行くと共に山腹平坦地内にある泥炭沼地底部に向かって測点2K190と2K092の道路面附近から行った。測点2K190のボーリングは中央帯と周辺帯の境附近で地下水脈とぶっかり、(ボーリングの深度82m地表面下約10m)又2K092のボーリングは r_1 すべり面附近で湧水とぶっかり、(ボーリング深度60m地表面下約11m)表一10のような排水量があった。

7-3 土 工

山腹集水溝、ボーリングによる地下排水が主とした対策であるが、この切土工は道路土への法面よりの押し出し崩壊等による土石類の搬出スペースと、交通安全確保及び今後の地下排水の施行余地の確保、クラックを潰し雨水の浸透を少なくする等の目的で、すべり面と法面とで挟まれた部分の切土を図一9～12点線の如く施工した。

8. む す び

対策工事の結果、ボーリング孔内水位では6号孔で2mが8m40に7号孔で2m66から14m90に8号孔では5mから8m90と低下(42年10月12日観測)観測点での水平移動

量も測点2K070で0.9mm1日、測点2K080で0.3mm1日(10月7日以降の11日間の日換算)と減少し成果はあがっていると思われる。なお今後の観測は続ける必要があると考えている。一番危険な断面10の F_s の対策工事による変化は表一11の如くである。

表一11 安全率変化表(断面について)

($C=1.0\text{ t/m}^2$ $\phi=20^\circ$ 一定)

状態別	F_{ssr}			備 考
	r_1	r_2	r_3	
施 工 前	0.51	0.72	0.99	$\Sigma u=0.8A$
改 良 後	0.92	0.95	1.13	〃
対策工事後	0.81	0.87	1.09	〃
対策工事後	1.02	1.13	1.47	ボーリング孔内水位による。

施工前の状態から見ると排水ボーリングと切土による安全率が高まり一応成果があがった。

以上茨内地すべりについて報告した。

この報告書の作製にあたり、開発局土木試験所ならびに北海道開発コンサルタントから多大の指導、協力をいただいたことを附記し、深く感謝する次第である。

狩勝峠なだれ防止工事報告について

正員 佐藤 茂 治*

正員 ○南 出 忠 利**

帯広から見る西の空を日高山脈の稜線が走っている。十勝平野の風土を特徴づける上に大きな影響を与えているこの山脈は、北海道の中軸地帯を形成しており、北海道そのものの歴史を決定づける要素をもつものとされている。

それは地質学上でジュラ紀、白亜紀と名付けられている1億年ないし1億5千年以前にまで時代を遡ることができ北海道の他の地帯は、すべて日高山脈の影響下にあると見られるからである。日高山脈の高さは2000m内外であり、長さは110kmに満たないが、その造山内容に於いてヒマラヤやアルプス山脈と同様であり、頂上部には氷河の痕跡であるカールが残されている。少なくとも二度は海底ふかく没したこの地帯は、複雑な地質変動によって盛り上り北海道の背骨となったものと思われる。

通称狩勝と呼ばれている本路線改良区間は地質構造上、日高造山帯の横断路線で十勝平野と富良野平野を境する標

高300~650mの山地部で十勝川にそそぐ佐幌川によって形成される新内平野から山麓斜面を経て空知川の沖積地に入るが基盤の地質条件は峠を境に急変している。すなわち改良区間は日高帯の粘板岩中に侵入してきた白亜紀の花崗岩によって形成される比較的急峻な地形をなしている。

旧道は巾員狭く急峻な勾配と小さな曲線半径の連続で、増大する交通量に憂慮されていたが道路整備計画に基づき昭和40年41年度にて改良工事を完成し、42年度にて舗装工事を完了せしめ、あわせて法面防護工事で冬期間の交通の円滑と安全のために雪崩防止施設を設け一応の改築を終結せしめた。

交通の隘路を緩和したと同時に日本三景の一つとして、国鉄根室本線がなくなった今、車窓からの景色はこの道路以外になく、道央、道南と道東を結ぶ幹線ルート他、観光路線としても重要な役割を果たしており狩勝峠の展望も旧来の地のままにするよう計画している。

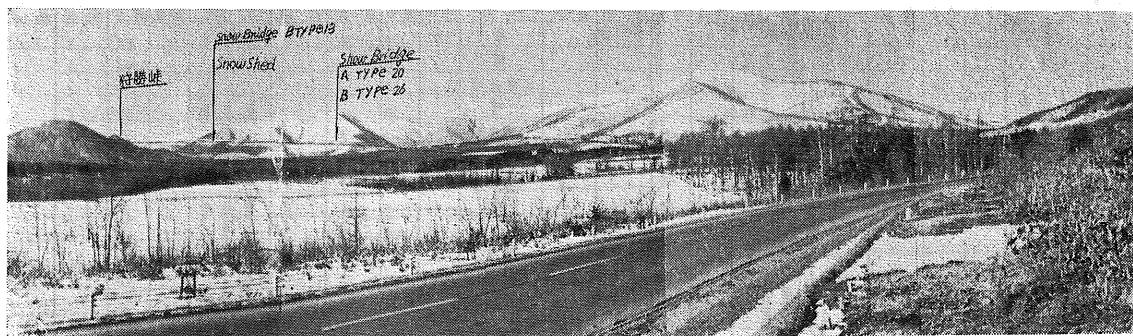


写真-1 起点側から狩勝峠を望む

1. 概要

北海道の道路では冬期降雪時の交通確保が重大な問題となっている。開発局においても昭和26年度から出張所の維持作業の一環として、除雪を実施してきたが、本工事区間である新得、狩勝峠間の除雪も昭和31年「積雪寒冷特別地域における道路交通の確保に関する特別措置法」が制定公布されて以来、昭和37年、38年は降雪期12月頃と、融雪期の頃に維持作業として除雪を行ない、この間12月から3月

までは全面的に通行禁止となっていた。昭和39年にいたり冬期降雪時を通じて一車線程度を確保する除雪態勢になった。しかし社会情勢の変遷による自動車交通の需要により全道的な冬期間の交通確保の視野から、昭和40年、昭和41年度と、第3種除雪区間（1車線確保、夜間除雪は行なわない）として道路を確保し本年から第2種除雪区間（2車線確保、夜間除雪は原則的に行なわない。）として冬の自動車交通を確保することになっている。

この除雪が道路本体そのものに大きな影響を与えている

*帯広開発建設部道路課設計係長

** 同 道路課

表-1 狩勝峠の気象表

特別 日別	昭和40年12月					昭和41年1月					昭和41年2月					昭和41年3月					
	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	
1	曇			4	-11	曇	5	66	-6	-15	曇	6	96	-1	-11	晴	3	105	2	-10	
2	、			5	-7	晴		66	-3	-8	曇	2	98	1	-15	、		97	1	-6	
3	雨			5	-10	曇		66	0	-10	曇小雪		98	2	-12	、		80	1	-3	
4	曇			10	-10	曇積雪	5	70	-2	-12	吹雪	15	103	0	-13	、		80	2	-2	
5	曇積雪	2		8	-13	曇		20	20	0	-9	、	1	102	-2	-13	曇積吹雪	8	85	-5	-7
6	曇	2		6	-3	曇		90	-1	-6	晴		93	-2	-11	吹雪	8	92	-2	-9	
7	、	1	3	3	-6	曇		16	16	-4	-10	曇積雪	3	96	-2	-10	、	2	92	-1	-10
8	、		3	0	-9	、		10	120	-5	-12	曇積雪		90	-1	-9	、	3	95	-1	-12
9	吹雪	2	5	2	-9	晴		112	14	-10	曇	15	96	-1	-10	曇積雪		90	2	-11	
10	曇	2	7	-2	-10	曇積雪		110	2	-11	曇	6	99	0	-9	晴		86	-2	-5	
11	曇積雪		4	0	-11	吹雪	26	124	3	8	吹雪	46	128	-2	-15	曇積		80	-2	-15	
12	雨積雪	2	7	3	-3	晴	6	140	6	-11	曇	5	128	-5	-15	、		72	-1	-6	
13	吹雪		3	5	-5	、		130	2	-11	曇積雪	3	129	-1	-13	曇雨		87	0	-6	
14	晴積雪			0	-13	吹雪	5	125	-2	-11	晴	2	120	-1	-15	曇積		82	1	-7	
15	曇積雪	25	25	0	-8	、		163	-5	-9	、		116	1	-15	晴		28	1	-7	
16	曇積雪		20	5	-15	、	5	148	-6	-8	吹雪	16	126	0	-12	曇	3	81	-1	-3	
17	吹雪	3	23	0	-16	晴		160	-1	-7	晴	5	129	2	-5	曇積	29	90	6	-6	
18	曇	3	28	1	-5	曇		150	0	-10	、	6	132	-1	-11	吹雪		80	-1	-6	
19	、	1	27	6	-9	晴		140	-7	-12	、	2	132	-6	-12	晴		73	-2	-6	
20	、		20	6	-6	、		124	-3	-16	曇	1	132	3	-9	曇	6	79	-1	-7	
21	曇		15	12	-5	、		110	-2	-8	曇積		116	0	-13	曇積		72	0	-5	
22	曇		13	6	-9	、		95	1	-23	曇積小雪		116	5	-11	曇	6	78	-1	-2	
23	、		11	-1	-5	晴積雪	2	97	2	-11	曇積積	20	132	2	-11	晴	10	88	-3	-15	
24	雪	14	25	4	-13	晴		90	3	-12	吹雪	1	132	0	-12	曇	6	80	2	-6	
25	晴	6	29	0	-11	晴積雪		83	0	-12	曇		126	3	-7	、	6	96	1	-3	
26	、		25	-3	15	吹雪	6	89	-1	-10	、		116	5	-11	晴		89	7	-6	
27	、		23	0	-17	曇積雪		80	-05	-10	晴		107	3	-6	、		82	5	-3	
28	、		20	-3	-12	曇積雪	7	87	0	-16	曇		102	4	-5	曇雪		89	2	-2	
29	曇	7	27	2	-5	曇積雪		82	-2	-10	、							81	6	-2	
30	曇	30	27	1	-8	吹雪	15	97	-5	-15	、							91	6	-6	
31	小雪	2	29	-5	-10	曇		80	-1	-9	、							87	5	-3	
特別 日別	昭和41年1月					昭和41年2月					昭和41年3月										
	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	天候	降雪	積雪	最高気温	最低気温	
	1	晴	13			曇					曇	7	102	-4	-14	晴			86	2	-10
	2	晴				曇積雪					晴	3	112	-5	-11	、			96	6	-6
	3	、		20		晴					曇積雪	7	115	-2	-13	、			93	-2	-3
	4	晴積雪		20		曇					晴		118	-1	-10	曇積雪			91	-2	-2
	5	曇	10	30		曇	1	73	-6	-15	晴積雪		117	-3	-8	曇積雪			80	-5	-7
	6	曇積吹雪	10	40		曇	2	70	0	-12	晴		116	1	-10	晴			28	-2	-9
	7	吹雪		40		曇		68	-3	-9	晴積小雪		113	0	-6	、			80	-1	-10
	8	晴		35		曇		64	-5	-11	晴	3	113	-6	-9	曇積雪			76	-1	-12
	9	曇積雪	10	45		晴		60	-8	-19	、	3	118	-8	-12	曇			73	2	-11
	10	晴				曇		60	-4	-18	曇積雪		116	-7	-14	晴			70	2	-5
	11	吹雪積雪				曇		60	-6	-16	晴		114	-9	-19	、			70	2	-15
	12	曇積雪				曇積雪	23	83	0	-10	、		115	-9	-20	晴積雪		5	72	0	-16
	13	晴				曇		80	0	-18	、	2	127	-11	-19	、			70	-1	-16
	14	曇				曇積雪	2	78	-6	-16	、		116	-6	-18	曇積雪			88	1	-10
	15	曇				晴	10	90	-9	-17	、		118	-8	-16	晴			86	1	-7
	16	晴				曇		80	-7	-19	、		115	-3	-13	曇積雪			86	-2	-6
	17	、				曇		80	-7	-17	、	2	117	-6	-13	晴			86	4	-7
	18	、				曇		78	-6	-15	、		117	-3	-19	、			80	-1	-6
	19	、				曇		78	-1	-14	、		115	-4	-7	、			88	-2	-5
	20	吹雪				曇積雪		73	-3	-17	、		113	-2	-8	、			26	-1	-7
	21	、				晴		73	-4	-10	、		112	1	-9	、			26	0	-3
	22	、				曇		73	-8	-11	、		110	2	-5	曇積吹雪			61	-1	-9
	23	、				曇積雪	8	80	-7	-17	曇積雪		101	6	0	吹雪	13		46	-3	-3
	24	曇				曇積雪	13	93	-4	-12	晴		98	1	-7	晴			37	2	-8
	25	曇				晴積雪		93	-5	-14	、		96	1	-6	、			26	3	-6
	26	晴				曇	2	86	12	-9	、		96	1	-7	曇積雪			49	7	-2
	27	、				曇積雪	8	105	-7	-11	、		98	5	-12	曇積雪			46	5	0
	28	、				晴		102	-7	-11	、		98	3	-12	曇積吹雪			80	2	-2
	29	、				曇	5	110	-4	-8	、					晴積雪	4		62	6	-8
30	、				晴		108	-1	-18	、					晴			39	6	-6	
31	、				曇		103	-8	-20	、					曇			37	5	-2	

ことは言をまたない。すなわちタイヤチェーンによる路面の摩耗、凍結深の増加、融雪期の水の縦流れによる路面ならびに、法面の決壊、小作工物の凍害等であるが、二次的には表層のなだれが除雪による交通路確保の上に大きな障害となってきた。特に山岳地の道路において、これはさげられない自然の圧力である。急斜面を切盛している道路においてはなおさらである。

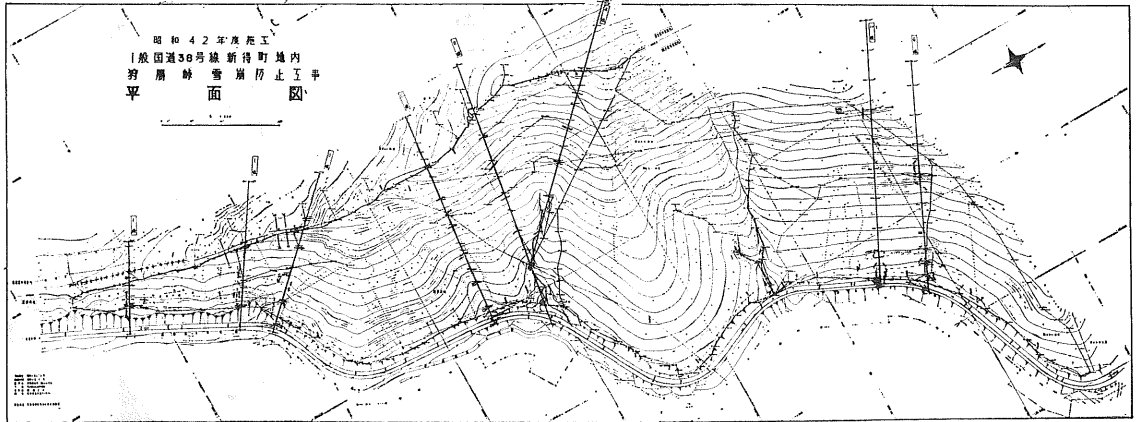
当建設部において改良工事施工と並行してなだれ防止に対する調査を40年、41年度の2カ年にわたって行なった。調査はほぼ、国道に直角に路面から山頂に向け測線を引きこれらの積雪量、風向、雪底の発生状況、気温などを測定した。表一1、表一2にその結果を示す。

不十分ではあるが、これらの資料にもとづき、また過去

表一2 最大積雪深

線	BP	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A		1.75	1.70	2.80	3.20	1.40	1.67	2.08	2.15	2.60	1.40
B	2.80	1.70	1.90	1.10	1.20	1.20	1.00				
C		2.00	1.90	2.00	2.00	2.10	1.60	3.30	0.90		
D		1.70	1.80	1.85	1.10	0.70	1.00				
E		1.80	1.60	2.00	3.05	0.90					
G		0.70	0.80	0.80	0.70	0.70					
H		0.70	0.80	0.80	0.80	1.10	1.00				

のなだれ発生痕跡等も参考にして、比較的なだれの発生しそうなところに、スノー・ブリッジとスノー・シェッドを設けた。すなわち図一1のE線からD線にかけてスノー・ブリッジ、D線下の道路にスノー・シェッドを築造しH、G線にもスノー・ブリッジを設け引続きこれらの効果



図一1 狩勝峠の平面図

等について本年および来冬に調査観測し、次年度以降の設計施工に反映させようとしている。

次に本年度施工した、なだれ防止工事のあらましについて述べることにする。

2. スノー・ブリッジ

なだれの誘因には、二つの雪の運動形式がある。その一つは雪粒や雪層間において起るクリープ運動であり、もう一つは滑動で、地表と雪の接面で全体が滑降するものである。本設計の場合、後者の滑動を防御するには、その力が余りにも大きすぎて対処できないので、クリープ運動の段階においてこれを阻止することを目的とした。この場合には雪底によるなだれ発生は、雪底防止柵を設けて防ぐ必要がある。

完全ななだれ制御を行なうとすれば予想される発生地帯全域に、クリープによる雪圧から逆算される間隔でスノー・ブリッジを設置しなければならないが、これでは膨大な費用となる。それで斜面の中間に設けて、なだれの運動量を減らすこととし、又傾斜の変化点に発生し易い圧縮や引張りによるなだれ発生を制御するため、道路附近に二列を

並列させ安全度を増す事とした。

図一1のF線附近は斜面長が短かいので断続配置二列としたが、E線については誘導と支雪を兼ねた型とし、D線の道路に設けられたスノー・シェッドに誘導することとした。しかしH線、G線についてはほとんど勾配で道路に達する斜面で長さも400m近くもあるが、積雪量がD線、E線附近より少ないこと、勾配の極端な変化点がないことから、陵線に発生する雪底の崩落によるなだれ発生を止める目的でコンターに平行に断続の千鳥型でG線からH線に下げて設置した。

表一1、表一2の結果から、なだれ防止柵の形式を表一3の3種に決めた。G、H線については、41年度の調査のみであるが、この年は全般に積雪が少なく、平年に比し1

表一3 なだれ防止柵の型式

種類	敷設雪深	勾配	長さ	支持面高
A	20~40 ^m	30°	6.0 ^m	3.0 ^m
B	10~20	30	6.0	2.0
C	10~20	35	6.0	2.0

m程度少ないと思われる。

地質及び雪圧に影響をおよぼす諸要素として、

- a) 勾配変化 10~40°
- b) 積雪深度 0.9~3.0m
- c) 地表の粗さの変化 平滑
- d) 雪質

- 1) 滑動係数: N クラス N $N=3.2$
- 2) 高度係数: f_c $f_c=1.00$
- 3) 密度 : r_s $r_s=0.35 \text{ t/m}^3$
- 4) クリープ係数: K

$$\frac{K}{\sin 24} = 0.8 \quad (r_s=0.35 \text{ より})$$

$$\therefore K = 0.8 \times \sin(2 \times 10^\circ \sim 40^\circ) = 0.274 \sim 0.788$$

- 5) 距離係数: f_L $f_L=5 \sim 6$

- e) 構造物列間距離 : L $L=f_L \cdot H_K$

- f) 隣接構造物の間隔 : A $A=2 \text{ m}$

- g) 構造物の有効長 : l_w $l_w=l + \frac{A}{2} \times 2 = 8 \text{ m}$

- h) 許容支持力 30 t/m^2

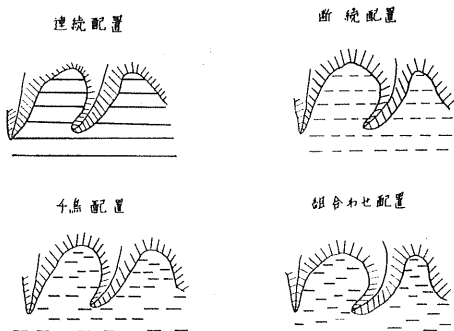


図-2 配置の基本型式

表-4 基本型式の利害得失

配置	長 所	短 所
連続	<ul style="list-style-type: none"> • 積雪の乱れに対し連続に抵抗できる。 • 積雪の平均引張力が均等に発達する。 • 辺部効果と側傾部の抵抗に差がある(全層効果が減少する)。 	<ul style="list-style-type: none"> • 平緩則に地形が凹凸四角の地盤、かつ積雪深が場所により異なる場合の制限を受ける。 • 応急処置に要する箇所が分散する。 • 被覆が水平方向に波及する。
断続	<ul style="list-style-type: none"> • 地形の変化、積雪深の変化によく適合する。 • 積雪の単体で付く。 • 箇所ごとの連続配置より経済的である。 	<ul style="list-style-type: none"> • 積雪の乱れが構造物の間で発生する。 • 辺部効果の発生に注意が必要。
千鳥	<ul style="list-style-type: none"> • お互いの方向の地形の変化に最も適合する。 • 十分な氷引張力と氷又剪断力の発生が期待される。 • 各構造部間の積雪の量が増える。 	<ul style="list-style-type: none"> • 辺部効果の発生に注意が必要。 • 構造物間距離の短縮による連続配置や断続配置より不利である。

$$\gamma_k = 1.8 \text{ t/m}^3 \quad c = 1.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi = 33^\circ \sim 32'$$

と仮定した。

本来ブリッジは、クリープによる雪層の破断線よりも下に設けるようにしなければならないが、前述の目的を持って、破断線下30m程度に設置した。図-2はブリッジ配置の基本型式を示し、表-4は、これらの基本型式相互の利害得失を一表にまとめたものである。図-3はなだれ防止柵の一型式である。

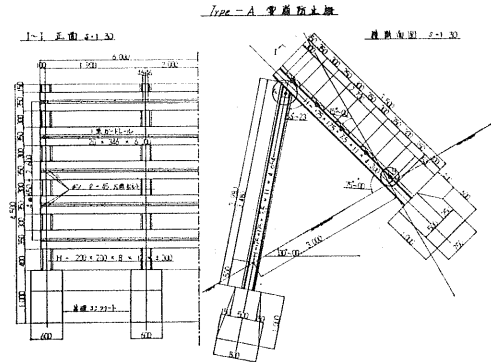


図-3 タイプ-A 雪崩防止柵

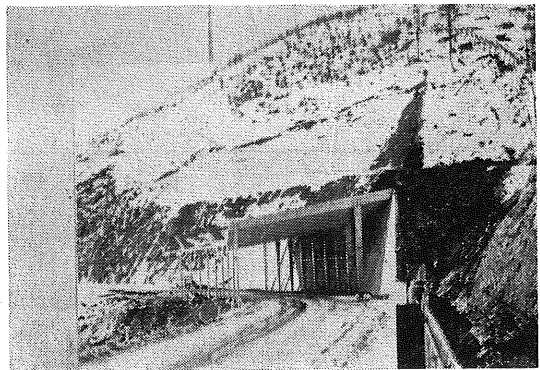


写真-4 完成したスノーシェッドとブリッジ

このブリッジの背圧領域について、なだれを止めるとしても当然このブリッジの下で、破断線が現われてくるが、雪底崩落によるなだれの発生を阻止すれば、ブリッジの下に起るなだれ発生の確率は可成り低下するものと判断している。この地帯全域は熊笹が密生しているがこれもなだれを誘因するものの一つとして考えられるがこれがためには切土によるステップを設けるのも一策と思うが風景を害し施工上の問題もあるので一応中止とした。

各タイプ-基当たりの材料は表-5の通りである。

施工には写真の様にインクラインを設けウインチによる巻揚げにより諸材料の搬入を計った。

使用した器材は

- 発電機35KW, 60KW各一台, ウインチ15IP 2台, ミキサー8切 2台, パイプレーター 4台, その他

	積雪時	地震時		雪崩時
	H=0	H=588	H=588	
M _{BA}	-5017 ^{t^m}	-40.52 ^{t^m}	-2565	-42.94 ^{t^m}
M _{BP}	+5017	+4.04	+62.08	+10.42
M _{BC}	0	+36.46	-36.46	-27.47
V _A	+1885 ^t	+11.71 ^t	+13.13 ^t	+18.79 ^t
V _B	-12.51	+2.51	-18.99	-20.21
V _C	+53.06	+24.93	+45.01	+58.92
H _C	0	+5.88 ^{t^m}	-5.88	-4.43 ^{t^m}
H _{max} (A-B)	+39.48 ^{t^m}	+23.08 ^{t^m}	+29.02 ^{t^m}	+40.49 ^{t^m}
H _{max} (D-E)	—	+1.06	—	—

表-5 格点応力集計表

まず当初の設置地点を、予め伐開し、縦横断調査をし、図面に高さが一定になるようにプロットし、高さが略一定になる様に設置地点、方向を上下させて、現地に遺方を立てる。谷側のサポートフーチングの穴を掘り、型枠据付と同時にサポートになるH型鋼を建込みコンクリートを打設

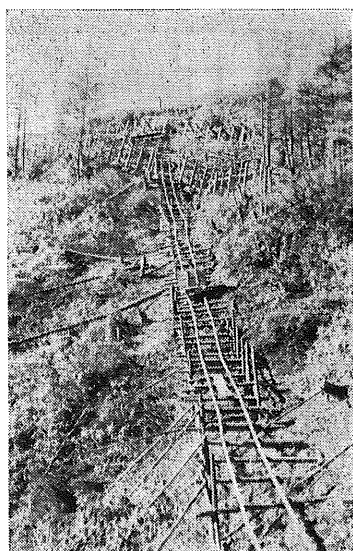


写真-2 インクラインによる施工

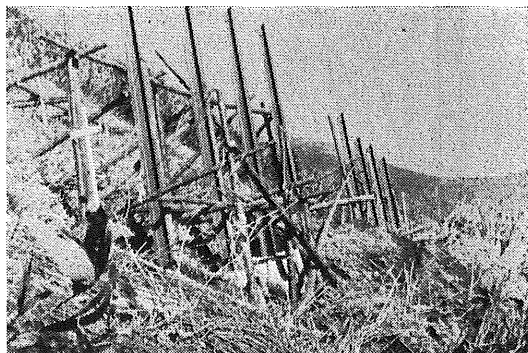


写真-3 スノーブリッジのサポート建込

する。山側のメインビームも谷側の硬化を待って、同様の工程を繰返し、埋戻してクロスビームになるガードレールをメインビームに取付け全作業を終るのである。もちろん足場掛け、運搬路設備、シュート等の仮設作業もこれらと並行して行なった。

その中でも、H型鋼の建込みと、通りに相当労力を要した。一本当約190kgもあるものを4本通して吊り上げてコンクリートを打ち、硬化まで不動にしておくことは急斜面という足場の悪さから今後の問題点となろう。1日の工程は約6本程度であった。また掘削した土砂が急斜面のため落下し、実質的に不足がちであったし、現場打設コンクリートもウインチによるトロ運搬で施工したが、H、G線のAタイプは1往復に30分程度を要し1日に10~12穴程度の能率であった。

一セットの人員配置は大体、次の通りである。

ウインチ	1名	} 計12名
コンクリート練方	5名	
コンクリート打設(トロ線管理も含む)	6名	
H型鋼建込(吊足場等の設置も含む)	5名	

3. スノー・シェッドについて

スノー・シェッド設計の概要を示すと

擁壁構造型式	半重方式
道路中心延長	8@4m000=32m000
ポスト中心間隔	10m500
道路横断勾配	片勾配 6%
道路縦断勾配	2.48%
直線曲線の別	円曲線 半径=110m クロソイド A=70

主 構 造

骨組 大梁	鋼構造 I 型式
柱	鋼構造 I 型式
屋根(勾配10°)	ブランクシート厚4耗 ウェルドメッシュ張コンクリート仕上 出入口ハネ出し鉄板張り

許容応力度

コンクリート	$\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2 (\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2)$
鉄筋	$\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2 (\text{S R24})$
鋼材	日本建築学会・薄板鋼構造及び鋼構造計算基準・同解説による。

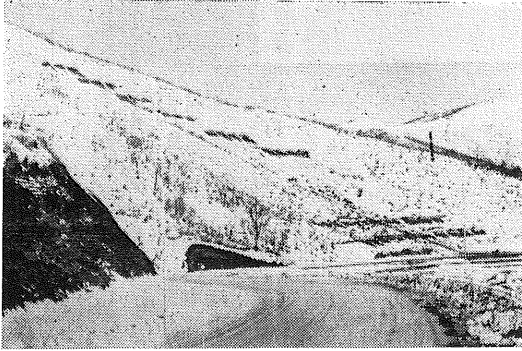
荷 重

固定荷重(G)	
コンクリート	0.24t/m ²
ブランクシート	0.05t/m ²
骨組	0.06t/m ²

地 震(k)

垂直震度	k=0
------	-----

この工事は、下部工事と屋根部分のコンクリートをKK大林組が施工し、上部工事の本体部分を日本鋼管株式会社が請負施工した。下部工事の擁壁部分は、半重力式のもた



写真一5 G・H線に完成したスノーブリッジ

れ型であり、コンクリート打設は一スパン、捨コンを含め4回打設で施工したが、躯体部分になってから、もたれ式のため裏埋して、土圧をかけなければ転倒するため脱型後にブルドーザーによる埋戻しをかけ安全のためにコンクリート強度を確めた上で、丸太材を支保工として埋てから4回目のコンクリートを打継ぎ、支保工を順次はずしながら最後の埋戻しを行ない張芝を施して完了した。

又谷側の屋根軒先の下は融雪期のしずくおよび夏期の降雨等による欠壊を防ぐため半円管にて導水するようにし法面は石張とした。

上部架設は10tクレーン車による建込み、架設を行なったが、大型車の交通量が多いため、片側通行での施工で相当苦勞した。

谷側の柱を建込み、継梁にて仮止し、山側の柱も同様に施工し、ブレースでも仮止し、二本の柱に大梁を架設し軒梁と継梁で止め、骨組の仮設を終り、柱下部のベースプレ

ートを緊結し本締めと並行してプランクシートを屋根に上げ、クレーン車による作業を終った。この間、約一週間であった。屋根材のプランクシートを張り屋根コンクリートの亀裂防止のために、ウェルドメッシュを張った。

このスノーシェッドの特徴は、延長の節減となだれ発生時に在来欠陥であった出入口が崩雪のため埋没するのを防ぐためにハネ上げたことである。低い部分から1.6m程出入口部の梁を高くしたのは、雪層1.5m程度のなだれがあっても一応シェッドをとび越させることができると考えているからで、ハネ上げたために、腹部が見え夏期間美観を損うということから亜鉛鉄板を、ある曲線で張りつけることにした。またシェッド区間はクロソイド曲線の中にあるが実用的に差支えないので円曲線をもって脚部の位置をきめた。

4. む す び

今回、狩勝峠のなだれ防止工事を担当はしたものの、もとより資料乏しくかつ未経験に加えて、浅学非才な筆者等の報告であるので、先輩諸氏の御叱正と御教示を受け、遂次改良して行きたいものと考えている。調査不十分な資料を基にして、広大な山腹に施設したものではあるが、今冬から二カ年に亘っての調査試験によって、より完全にしたいものと思う。

本工事は舗装も含め3業者による出会い丁場であり、工程管理に反省を感じている。またなだれ防止柵は道路上、数百米の高さで、しかも急斜面に施設するものであるからなるべく搬入の簡易なもの、現場組立の容易なもの、コンクリート打設のなるべく少ないもの、できれば皆無のもの等にと痛感している。また今回のブリッジは剛性のタイプであるが、ロープ等を考え柵そのものもある程度の可撓性のあるフレキシブルなタイプのものと思っている。またハネ上げたシェッドの効果も今後の課題である。

核エネルギーを使う掘削法

— E. N. R. 誌記事の紹介 —

正員 北郷 繁*

これから述べることは、表題にもかいてある通り、1967年10月26日号の Engineering News Record に乗っていた記事を要約したもので、原子力の平和利用も我々の土木工事の分野で、この程度にまで及んでいる、ということを紹介しようとしたものである。ところで日本国民は新聞などによると、核アレルギーとか放射能アレルギーにかかっている、この種の問題に過度に敏感であるとされている。核兵器の国内持込みは勿論、原子力空母の入港さへ拒否したいのが国民感情のようで、この心理状態を核アレルギーというらしい。2度までも原子爆弾の惨害を被り、絶対平和を憲法で定めた国民として当然すぎるくらい当然とみるべきである。しかし一方、政策的見地からかどうかは分らないが、この心理状態は異状であり、病的であるとする向もないではない。アレルギーという言葉自体が病名だからである。つまり、“日本人よ、核問題に神経質になるな”ということらしい。このいずれが正しいかは別として、人類の発見した第2の火が、兵器としてしか使われないのはまことに勿体ない話であるから、戦争以外の目的に積極的に活用すべきである、とするのは公平なあるいは理性的な見方ではないか、と考えるのである。ただし、核エネルギーの平和利用によって人類にもたらされる利益が、他のいかなる代替物によるよりも大であり、しかも、殺りくの用に供されないという絶対的な保証がある限りにおいてはである。ノーベルは自分の発明したダイナマイトを戦争目的に利用されることをおそれたそうであるが、人類はダイナマイトから、はかりしれない利益を得ている。核エネルギーの使用は、広島・長崎という不幸なデビューをしたけれども、第2のダイナマイトとなって、人類に予想もできないような利益をもたらし、広島・長崎のうめ合わせをすることはしないのか、これから紹介するように、すでに活用の動きがありとすれば、我々土木屋も、一応の関心を払う必要があるのではないか、そしてやがてはわが国でも、土木屋が核エネルギーを自由にあやつる日がくるのではないか、というのが以下の記事を紹介することにした訳者の気持である。

今、アメリカが、パナマ運河の近くにこれに代る運河を

開削するために核爆薬（以下簡単に NE と略す。Nuclear Explosives のことである。）を使うと決意するとすれば、アメリカにはこれをこなせる土木屋が60人以上もいる。この連中はスタンフォード大学（加州）の大学院で NE の理論を勉強しているもので、この講義をさく学生数は年々増加しつつある。

スタンフォード大学が2年前にこの講義をはじめたのは、原子力委員会と公衆衛生局の要請を受け資金を与えられたからであり、運河の建設のような超大土工を経済的にやるには NE を使うしか方法がないような時がくるに違いないと考えたからである。

この学生連中は実際に核爆発の実習をするわけではない。教育は一連の講義だけであって、講義をする先生は、10年前に発足した原子力平和利用計画に関係している技術者と科学者である。この中には水爆開発者として、知られている物理学者テラーもいる。カリフォルニア大学と、陸軍技術部でも同じような講義をやっている。

学生は、原子力委員会の教育用映画をみたり、初期の核爆発実験場であったネバタ砂漠に行つてそのときできたルート孔（逆円錐形の穴）を見学する。一連の教育から学生は、NE を使って、水や天然ガスの巨大な地下貯蔵庫とか、アースダムとか、人工湖とか、港湾とか、運搬通路を、いかにしてつくるかを知るのである。

工事の種類によって NE の使いかたは違ってくる。たとへば、前述の地下貯蔵庫の場合は、地中の深部に埋め込まれた NE を拘束爆発させる。地表に近いところに埋めた NE を使へば港湾とか運河のための巨大な溝あるいは穴ができる。すなわちルート孔爆発である。ある種の土では、深部の拘束爆発のためにゆるんで、地下空洞に落ち込み、地表にルート孔をつくることもある。

ある先生は、この学生連中の少くとも数人は、8年以内に、新運河の開削に NE を使うことになると予言している。もっともこの予言を行ったのは、新パナマ運河調査委員会が1968年はじめに国会に答申すべき報告を、まる3年のぼしてもらう以前のことであったが。

単価が比較的安いことと、巨大なパワーを持っていることから、NE は運河の開削などには最適な掘削源動力と

* 北海道大学工学部土木教室 教授 工博

ということになる。たとへば 100 キロトンの NE は TNT の 10 万トンに相当し、570 万立米の土を動かして、直径 360 m、深さ 100 m のロート孔を作るほどのパワーを持っている。

NE 掘削法を採用したい建設会社は、そのためにスタンフォードでのような教育を受けた技術者を必要とするわけだが、そのような会社はすでに発足している。たとへばエルバン天然ガス会社は、ニューメキシコで地中拘束爆発の準備をしている。1,300 m の地下の岩石中で爆発させると、従来の方法でやる場合の 7 倍のガスがとれると目論んでいる。

核爆発の計画、設計、監督はすべて原子力委員会がやっている。しかし、スタンフォードの教官によると、政府としては、最終的には個々の業者に NE を取扱わせ、原子力委員会がこれを監督するようになることを望んでいるとのことである。

NE を使う場合の予備作業は、従来の発破の場合と異なるところはない。すなわち地質、地震、水文、人口、気象その他の調査がこれである。原子力委員会が NE を計画する場合、業者は次のような工事を進める。まず堅穴を掘る。その深さは、ロート孔か空洞かの種別と規模によってかわる。堅穴の底に直角にトンネルを掘り、そこに NE 装置を据える。NE の正確な寸法は軍秘になっているが、前記の大学の講義によると直径 90 cm 長さ 3 m の円筒である。NE を据えると密な砂を使ってトンネルを閉塞する。最後に、コンクリートでまわりの土や岩石を含めたトンネル全体に栓をする。(堅穴をどうするかは、かいていない。) 立入禁止区域を設けるのは通常の発破と同じであるが、NE の場合、爆発後立入までの時間が違う。放射能が危険な限度で継続する時間は、数時間のこともあるし、1 週間におよぶこともあって NE 装置の寸法と設置法によってかわる。立入りのあとは通常の掘削をする。ロート孔の場合、斜面をならしたり、周辺部を整理するのに相当量の土工が必要になると専門家はみている。

NE はしかし、大土工に常に適当しているというわけではない。陸軍技術部出身のスタンフォードの教官によると、次のような場合はまずい。ロート孔ができにくい山腹とかせまい谷の場合、軟弱な土層が深く堆積している場合、潮流が交差している地点の地中での爆発の場合、および、交角が 30° 以上で接線長が 8 km 以下の曲線部での爆発などである。また人口稠密なところもいけない。現在のパナマ運河を NE で深くすることは、このことから当然不可ということになる。

水爆開発者の 1 人テラーは、講義で次のようにいっている。アラスカに港をつくったり、大洋をつなぐ運河を開削するのに NE を使う計画が中止されたり、延期されたりしているのは、核実験条約を厳密に解釈しすぎていることと一般人が放射能をおそれているためである。

テラーその他多くの科学者の信ずるところによれば、解決すべき唯一の問題は対社会的なものである。彼等の言によれば、NE は土工を安く、効率よく、かつ安全にやれるのであるが、一般民衆と政治家はこれの使用にふみきるだけの心の準備ができていない。

NE 工学の先生の多くは、一般の人が放射能を恐れすぎること残念がっている。建設に使われる NE は、ほとんど害のない放射能しか出ないキレイな爆発装置であり、テラー自身は、NE を使う大規模な建設工事での負傷者の数は、比較的少ないはずだと考えている。その理由とするとところは、同じ規模の工事を従来の発破工法で行なうよりも NE を使った方が、工期が短くなるからである。

放射能に対する考えかたもさることながら、NE による掘削を計画するときは、やはり、安全対策が重要である。スタンフォードの教官は、大洋をつなぐ運河(新パナマ運河)を建設するときは、路線附近のジャングルから 3 万人の人を、1 年あるいは数年、安全なところに移住してもらわねばならない、といっている。

深部爆発の場合、爆発点と地表との間のクラックから放射能が飛散することも 1 つの問題である。しかし、ガスは大気中で稀釈されて無害になると、科学者は信じている。

従来の発破にくらべて NE は、はるかに大きな風圧と震動衝撃を生ずることが第 2、第 3 の難点である。この害がどの程度のものかもスタンフォードでの教育の一課目になっている。17 キロトンの風圧では、爆発点から 460 km のところにある家の窓を吹きとばしている。

スタンフォードの一教官はいっている。「NE による工事をやることにきめた場合、まずしなければならないことは、許容できる被害の程度をきめることである。我々のとる安全対策は、必要をはるかに上まわるものになるだろう。NE の爆発が衆人環視の中で行なわれるからである。」

安全対策は、科学者連中が、初期のロート孔実験から得たデータにもとずいてきめられている。これによれば、NE の大きさを適当にきめることによって、所期の効果を発揮しながら、しかも風圧と地震動を爆発点から半径 8 km 以内におさえることができると考えている。

このような安全対策は、(原子力委員会の監督下にある)、その費用のために掘削の単価が上がるわけであるが、それでも従来の発破法にくらべて安いから、今まで実行不可能と考えられていた工事も NE によって採算ベースに乗り得ると、技術者も、科学者も、原子力委員会の人達もいっている。

原子力委員会によれば、TNT 1 万トンに相当する 10 キロトンの NE の値段は、約 35 万ドルである。スタンフォードの一教授によると、200 万トン TNT に相当する 2 メガトン NE は、前者の 200 倍でなくて 2 倍の 70 万ドルにすぎない。

強力なNEの場合、その作用力をTNTに換算したときのトン当りの単価が35セントにすぎないのに、小規模のNEでは35ドルにもなる。(大型になるほどNEの作用力の単価は安くなる。) TNTは1トン当り460ドルである。同量の硝酸アンモニアと燃油の値段は約120ドルである。科学者の計算によると、NE掘削のできるロート孔のうち、経済的に成立つ最も小さいものは150万ドルでできる。(このロート孔は360万立米の容積である。円に換算すると150円/㎡ということになる。)

スタンフォードの一教授は新パナマ運河の費用について次のようにいっている。新パナマ運河には4つのルートが考えられているが、そのうちでダリーン地区のササルデメルチ路線が最も有望で、従来の発破法を使うと50億ドル(1.8兆円)かかるが、NEを使うと7.5億ドル(0.27兆円)にへる。

NEは現在推定されている値段よりもっと安くなり得るとして次のようにいっている者がある。“誰かがNEをいくつか買って使用上の問題点(法律上、安全対策上、政治上)を解決したときにはじめて、それから得られる利益と比較して、NEの価格をどのくらいにすべきかが分る筋合のものである。政府は、まだNE装置を政府以外の第3人者に手渡して爆発させた経験がないものだから、それが分らないのである。”

“また原子力の平和利用は多方面にわたっている。それぞれの目的のためのNE装置のすべての開発費を個々の使用者に負担させてはいけない。ある時点で開発費は償却されてしまって、NEの価格は急速にさがるはずである。”

しかし、今のところ建設業者は、簡単にNEを使用するわけにはいかない。それが可能になるかどうかのわかれ目は、スタンフォードの教授が知っているように、一にかかって、目下勉強中の連中が、超大土工のためにNEを安くかつ安全に使えるということを、いかに一般人に納得させるかにかかっている。そうだとすれば、スタンフォードの核土木工学から学生連中が身につける知識の程度が、問題解決のキーポイントになるはずである。

[注]

1. ほぼ原文にしたがったが、不要と思われる部分は省略した。
2. 長さ、容積などはメートルに換算した。一部ドルを円に換算したが、換算率は360円/ドルとした。
3. カッコの中は主として訳者の註である。
4. 本記事の記者名はかいていない。
5. 意味の分らないところは、札幌アメリカ領事館副領事ベッチャー氏、北大センターエディ氏、北大土木板倉助教授に意見を求めた。記して謝意を表する次第である。

札幌市（道道下手稲線）における断熱材工法の凍上防止試験

— 温度測定結果について —

正員 伊福部 宗夫*
 ○関 信弘**

1. はし が き

道路の凍上防止対策としては、これまで主として、凍結深さ内の凍上性の土を非凍上性の材料で置き換えるいわゆる置換工法が採用されてきた。しかし、路盤置換材料である砂利資源涸渇の問題から、その経済性が検討されるに及んで、にわかにならしい防止工法の開発に強い関心が向けられてきたことは当然といえる。断熱材工法もその一つであって、地中に非吸湿性で熱伝導率が小さく、かつ機械的強度の大きい断熱材を埋めて路盤工をつくり、凍害防止効果を期待しようとするものである。断熱材によって凍結の侵入を防ぐことができるとすれば、その下層の置換は不要となり、従来の置換のみによって凍上を防ごうとする工法に比べ、路盤の厚さを甚だしく減らすことができ、すぐれた経済性が得られることになる。

この工法を道路に採用したときの試験結果については、すでに1962年頃から米国 Purdue大学のLeonardsやM.I.T.のOosterbaanによりその概要が広く紹介されてきたのであるが、1966年この方面の権威であるカナダ国立研究所のPennerの来日を機に、この新しい工法の開発についての関心が急に高まってきたようである。

わが国においても、これまで断熱材を道路に利用しようとする試みは少なくなかったのであるが、いずれの場合も採用した断熱材の物理性、機械的強度が十分でなかったため、予期した凍上防止効果を得ることができなかった。

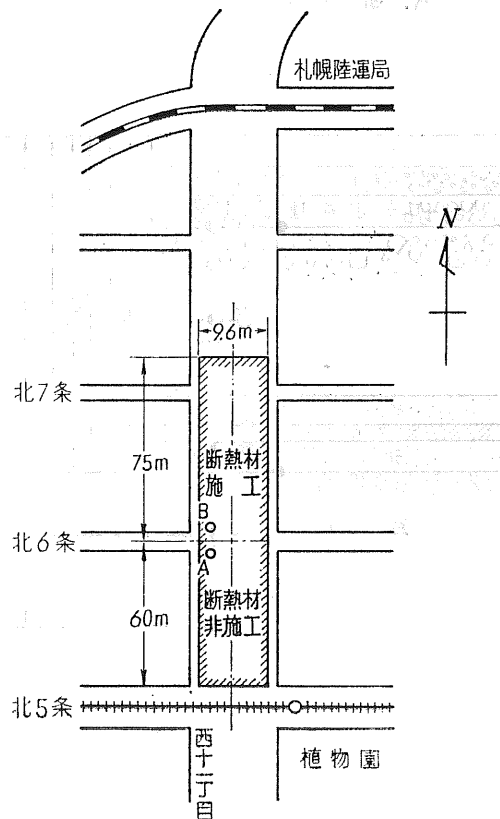
しかし、近年における目ざましい石油化学工業の進歩はすぐれた数多くの断熱材を研究開発した。これらのうち、自然発泡ウレタンおよび押し発泡ポリスチレン（スタイロフォーム）の二つは、この工法に適する断熱材と考えられ、米国、カナダ等において早くからその優劣が実験的立場で比較検討されてきた。

これまでの実験結果によれば、この2者のうちでも、押し発泡ポリスチレンがとくにその非吸水性の故に、より効果的であることが認められ、現在道路に広く採用されつ

つあるようである。上述の米国やカナダにおける多くの報告は、すべて発泡ポリスチレンボードを用いた例である。

わが国においては1965年、旭川鉄道管理局において佐川により、押し発泡ポリスチレンを鉄道線路の凍上防止用として始めて試み、成功した例が報告されており、道路においても2、3年前から小規模ながら道内各地において試験的な実施例が報告されている。

しかしながら、これまでわが国においては、この新しい断熱材による凍上防止工法についての基礎的な資料が乏し



図—1 施工箇所平面図

* 北海学園大学教授 工博

** 北海道大学工業教員養成所教授 工博

かったため、関係者の間で、従来の置換工法と比較検討することによってその開発の手がかりを得ようとする声が強かった。

このたび、札幌市内の道道下手稲線において、これらの比較試験が行なわれ、冬期間主として路面下の温度変化、含水量変化、路面凍上量の測定のほか、全域にわたって路盤支持力の測定が行なわれた。

筆者らは、この試験期間にわたり、これらの測定に協力したのであるが、このうちとくに温度測定結果の概要についてとりまとめ報告する。

2. 試験の概要

2-1 工事の概要

断熱材工法と置換工法との凍上防止比較試験は、昭和41年10月、札幌土木現業所により、道道下手稲線（札幌市北5条西11丁目より同北7条西11丁目に至る延長約135m）において、道路舗装新設工事の一環として実施された。

図一に示すように、同区域を2分し、北側720m²(9.6m×75m)は押し出し発泡ポリスチレン(スタイロフォーム)

を用いた断熱材工法により、南側576m²(9.6m×60m)は従来の置換工法によって施工された。

図一はその断面を示している。すなわち、断熱材施工区域では、路面下45cm(トベカ5cm、アス・コン5cm、安定処理層5cm、切込碎石路盤25cmおよび砂層5cm)に厚さ25mmの押し出し発泡ポリスチレンボードを布設し、さらにその下層に5cm厚さの砂の褥層を設けた。隣接の断熱材非施工区域では、従来通り80cm(トベカ5cm、アス・コン5cm、安定処理層5cm、切込碎石上層路盤25cm、砂下層路盤40cm)の置換工法として施工した。

写真一は、断熱材上の砂の敷き均し作業を、写真二は路盤材料の搬き出し作業を示す。

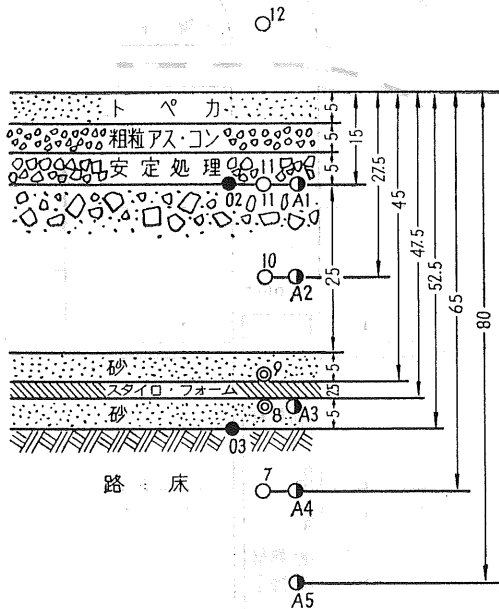
この地区の積算寒度は平年490°C・days程度で、完全に除雪されるとすれば90cm程度の凍結深さに達する。また、本路線は、国道230号線に連絡する札幌市の交通の要衝の一つで、交通量はきわめて多く、一日15,000台～17,000台である。

路床土の地盤係数(K₃₀)は、7～8kg/cm³であった。

なお、断熱材として用いたスタイロフォームは、連続押

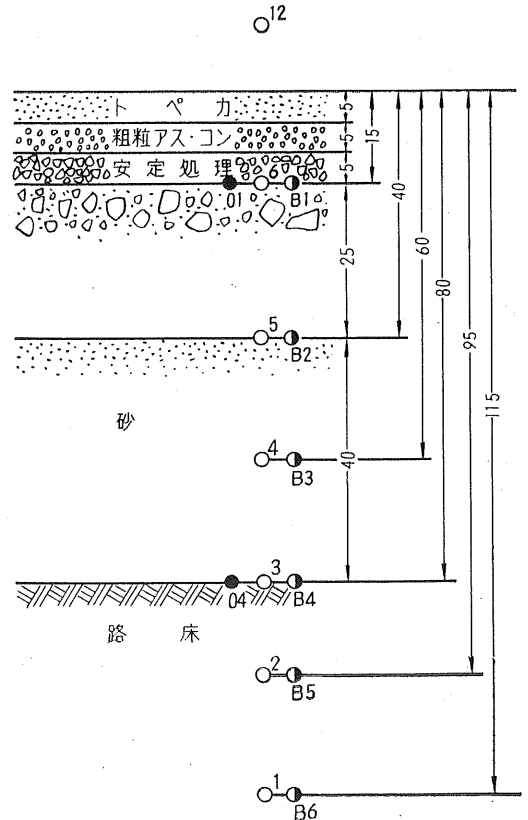
A. 断熱材施工

(延長 75m)



B. 断熱材非施工

(延長 60m)

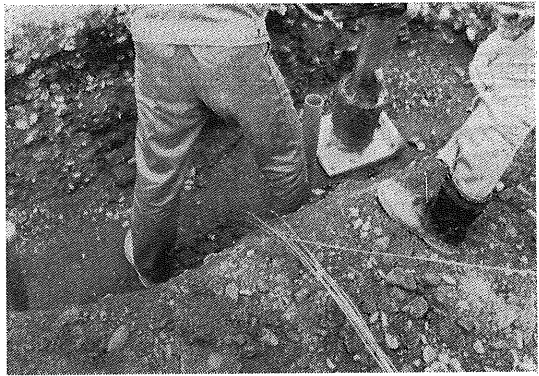


- 抵抗温度計測温体埋込位置
- 含水量測定体埋込位置
- ⊙ 凍上量測定体埋込位置

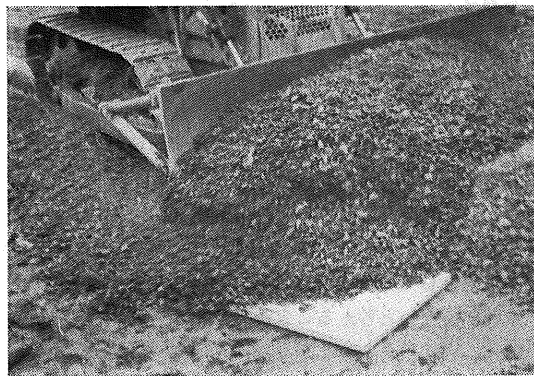
図一 断 面 図 (単位 1cm)



写真一 断熱材工法の凍上防止試験



写真三



写真二

出し発泡スチロール樹脂で、その内部構造は独立した微細な気泡からなっている板状のものである。道路用断熱材として必要な性質を摘記すれば、密度 0.03gr/cm^3 、熱伝導率 $0.030\text{ kcal/m}\cdot\text{hr}\cdot^\circ\text{C}$ 、圧縮強さ 3.0kg/cm^2 （5%歪）、同じく 2.0kg/cm^2 （1.5%歪）、吸水量0.25%以下などである。本工事に用いた断熱材の大きさは $60.5\text{cm}\times 182\text{cm}\times 2.5\text{cm}$ である。

2-2 試験項目と試験方法

試験測定用の施設は、昭和41年10月上旬に敷設され、測定は敷設完了後から引きつづき翌42年5月まで行われた。

測定項目は、主として地中温度分布、含水量、凍上量および気温等で、その測定位置は、図一のA、Bで示すように、なるべく近い位置を選んで、断熱材施工、非施工区域ごとに各1ヶ所とした。

温度測定には、北辰電機製記録式抵抗温度計を、含水量測定には坂田電気式含水量測定装置を、また凍上量測定には日本電気製マグネット式層別沈下量測定装置CRY-8T（土木測器センター）を使用した。

図一に、各測定体埋めこみ位置の概要を示す。写真一3は、測定器機埋没中の状況である。

凍上量測定のためには、図一2のA、Bの位置にそれぞれ1本ずつの塩化ビニール管を鉛直に埋めこんであり、測定の都度、計測棒を管内にさしこんで凍上量の変化を求めた。

含水量測定位置は、水分が温度の影響をうけ上層部に移動しやすいものであることも考慮して、図一2に示すように配置した。

温度測定位置は、なるべく両区域の温度状態を比較しやすいように配置したほか、とくに断熱材工法の利点をよく比較検討できるように、断熱材の上下面に設置した。

3. 温度測定結果と考察

温度計測は、図一2に示した各点について、昭和41年12月24日より、翌42年5月24日まで6ヶ月にわたり行われ、連続記録された。

図一3にその記録の2、3の例を示す。

図一3(a)および(b)は、それぞれ厳寒期の1月上旬および2月中旬の、同(c)は寒気のゆるみ始める3月上旬の外気温の推移と、それに対応する地中温度の変化を示したものである。図中、数字記号は、それぞれ図一2の温度測定体の位置を示し、鎖線は断熱材非施工、実線は断熱材施工個所の温度推移を示す。

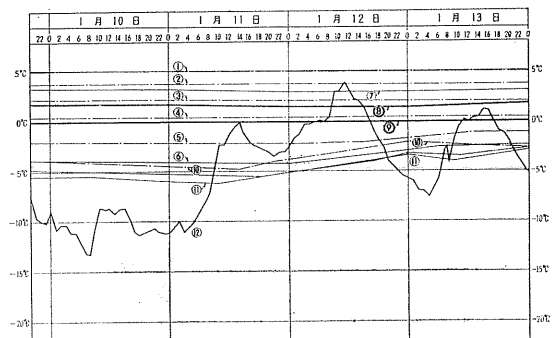


図-3-(a)・1 温度変化の推移

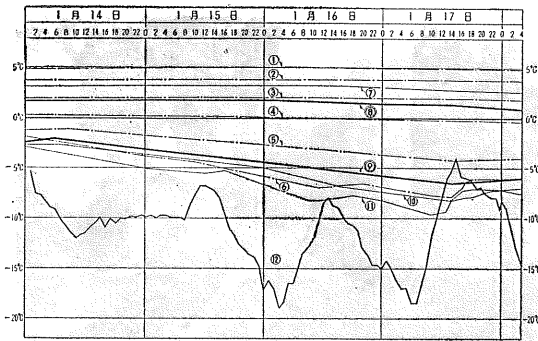


図-3-(a)・2

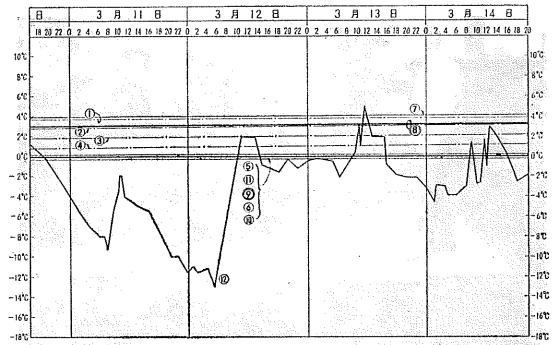


図-3-(c)・2

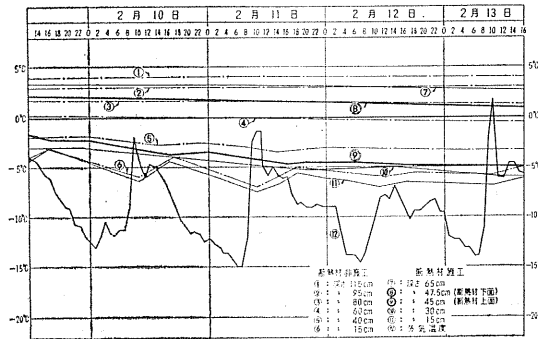


図-3-(b)・1

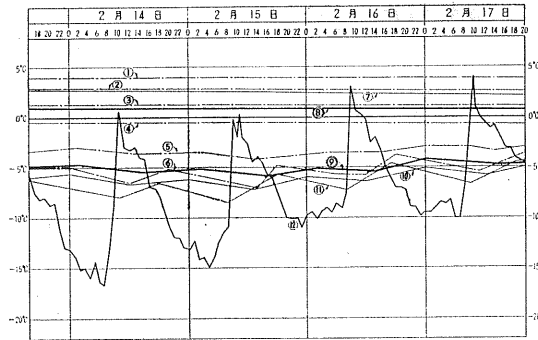


図-3-(b)・2

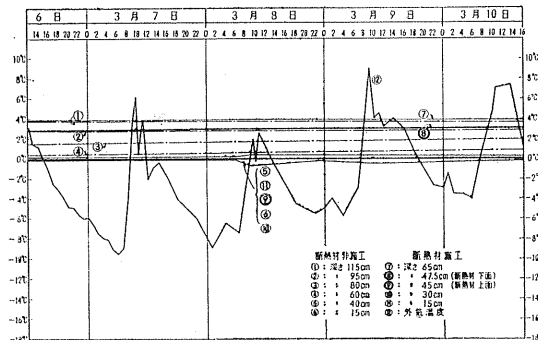


図-3-(c)・1

最低外気温は、1月では -18°C 、2月では -17°C 、3月では -13°C であった。

断熱材上面（舗装表面から45cmの深さ）の温度は最低 -7°C を示したが、断熱材下面（舗装表面から47.5cmの深さ）では常に 0°C 以上を保持していることがわかった。このことは、断熱材がこの深さで十分熱遮断の目的を果たし、凍結がその埋設位置より深く侵入することがなかったことを示しているに他ならない。

この例のように、断熱材の埋設によって、それ以下の凍結を防ぐことができるとすれば、断熱材上に置かれた路盤工は原則として非凍上性材料で構築されるので、有害な凍上は起り得ないと考えることができる。

さて、周知のように北海道では、凍上対策路盤工の厚さは原則として凍結深さの80%をとることにしている。すなわち、置換工法においては、路床土への或程度の凍結侵入を、はじめから許容するという立場にたっていることになる。

断熱材工法においても、仮りに凍結が断熱層を超えて、いくらか路床土に侵入したとしても、これを許容することも可能ではないかと考えられる。また、融解期には、断熱層の存在により、その直下の凍結土の融解は地温上昇によって下層からのみ進行すると考えられるので、融解水は比較的短期間に下方に吸収され、支持力の減退をかなり防ぐことができると考えることができよう。しかし、少量の凍結をゆるすとしても、その許容侵入深さは、路床土の凍上性の大小、走行荷重の量と大きさなどによって異なるはずで、今後の実験、検討にまたなければならぬところである。米国、カナダ等の事例によれば、断熱層下に5~10cm程度の凍結侵入があっても、交通荷重によって破壊される危険はほとんどないと報告されているが、これらの実例は一応の参考とすることができよう。

いずれにしても、熱遮断効果の面からのみ考察すれば、本試験工事の断熱材埋設深さを5cmあるいはそれ以上減じ得る可能性があるものと考えられる。

次に、図-4に地中の温度分布を比較した2、3の例を示す。

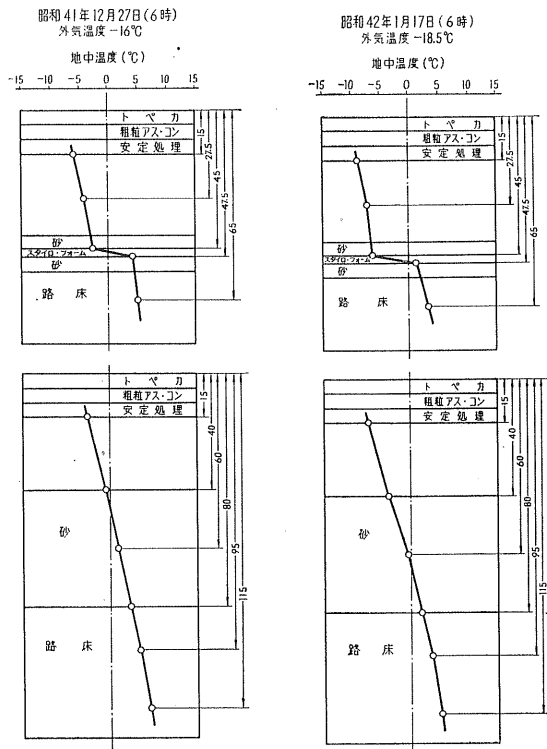


図-4 断熱材による熱遮断効果

断熱材上下面の温度差は、主として外気と地中の温度条件や材料自体の熱伝導率などによって左右されるものであるが、今回の実験では最大 8°C の差に保持されている。すでに述べたように、断熱材工法の場合では、断熱材の下方に凍結の進行が認められないに反し、置換工法の場合では、同じ外気条件の下でも相当深く凍結していることが認められる。

なお、本試験における置換工法の場合の凍結深さは、その温度記録からみて、舗装面下およそ $70\sim 80\text{cm}$ 程度であった。

4. 断熱材埋設による夏期の路面温度上昇の検討

図-4で判るように、断熱材上の路盤の温度は、外気温により比較的容易に変化をうけるに反し、置換工法の場合の変化は、表層部を除いては全体的に緩慢なものであった。これは断熱材の埋設によって、その上層路盤と表層部を加えた熱容量が小さくなり、外気温の影響を受けやすくなるためである。

このことから、断熱材の埋設深さが極端に浅ければ、夏期に舗装路面の温度が異常に高くなり、表層軟化をきたすおそれもでてくるので、その点の検討が必要となる。

図-5は、アスファルト舗装（熱伝導率 $0.64\text{kcal/m}\cdot\text{hr}\cdot^{\circ}\text{C}$ 、熱容量 $466\text{kcal/m}^3\cdot^{\circ}\text{C}$ ）の厚さを 15cm とし、砂利層（熱伝導率 $0.72\text{kcal/m}\cdot\text{hr}\cdot^{\circ}\text{C}$ 、熱容量 $198\text{kcal/m}^3\cdot^{\circ}\text{C}$ ）

の厚さを変えて、断熱材埋設深さによる路面温度の上昇を電子計算機を利用して予測したものである。

外気温度条件は、それぞれ各地における盛夏の気象観測データをもとにして、それぞれの地域における最も苛酷な条件が一週間連続して繰り返された時の地中温度を示している。

(a), (b)は帯広における例で、(a)は断熱材の埋設深さを 30cm とした場合、(b)は置換のみによる場合であって、いずれも路面の最高温度は 80°C 以下で、(a)では 77°C 、(b)では 76°C であった。

(C), (d)は旭川における例で、(C)は断熱材の埋設深さを同じく 30cm とした場合、(d)は置換のみによる場合であって、前者の路面最高温度は 66°C 、後者のそれは 65°C であ

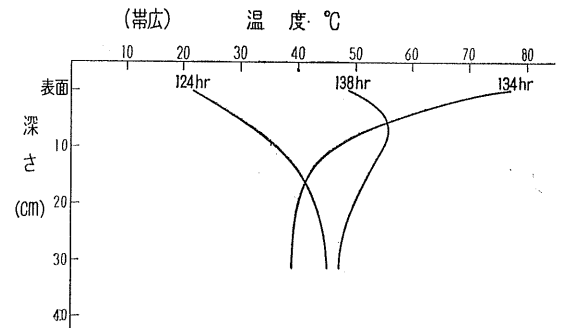


図-5(a) 計算による路体温度変化

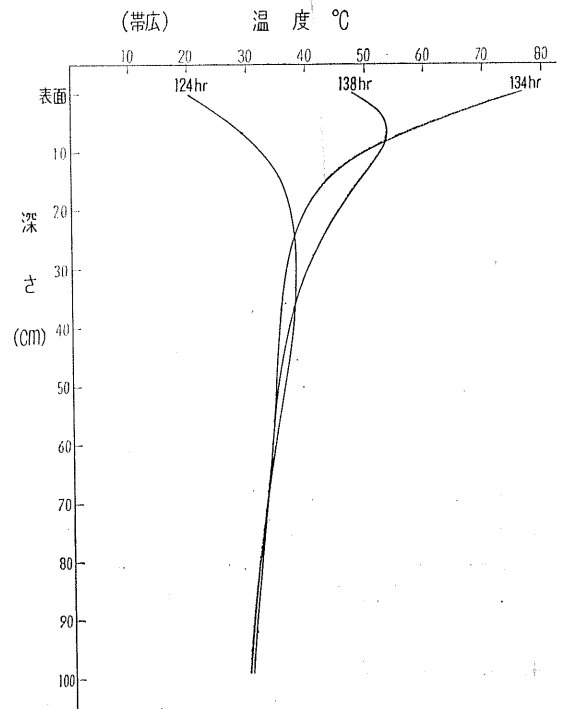


図-5(b)

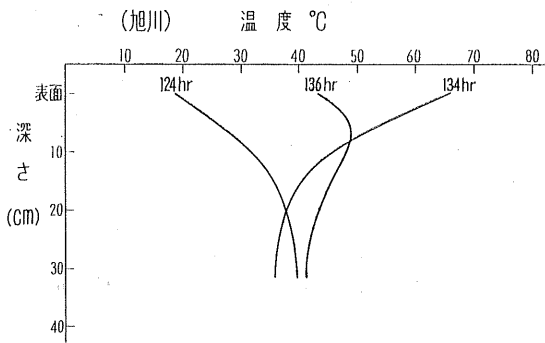


図-5-(c)

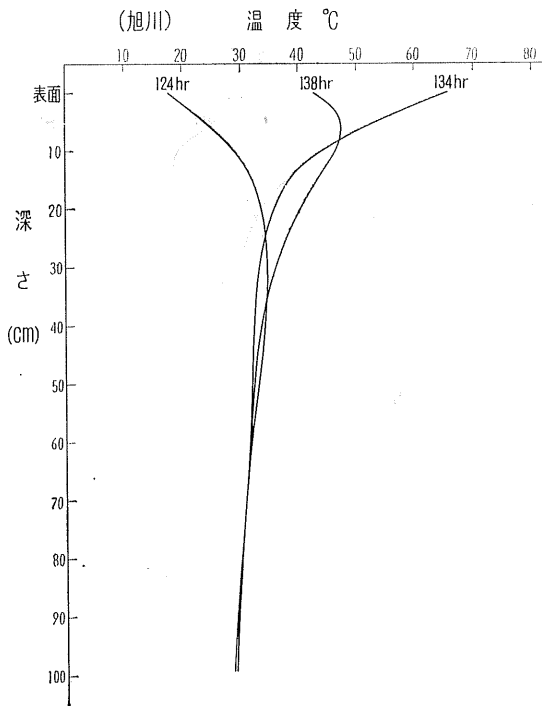


図-5-(d)

った。以上の計算例からわかるように両例とも、断熱材の有無にかかわらず、温度上昇がほぼ等しいことを示している。

これらの結果から、路面最高温度は、断熱材の埋設深さを30cm以上とする限り、置換の場合と比べ大差がないことがわかった。従って、断熱材工法を採用しても、その埋設深さを極端に浅くしない限り、夏期における路面温度の異常な上昇は起り得ないものであると考えることができる。

4. む す び

以上、道道下手稲線において、昭和41年10月から翌年5月までに行なわれた断熱材工法と置換工法との凍上防止効

果試験のうち、とくに温度測定結果およびその2, 3の考察について述べた。

新しい断熱材による道路の凍上防止工法については、これがわが国に紹介されてから日なお浅く、設計施工にわたるいろいろな問題についての実験的な資料はまだまだ乏しい。

今回の試験は、この工法の開発のための一つの手懸りを得ようとして行なわれたものである。

この試験で試みた断熱材の埋設深さは、今回の結果をみる限りまだ検討の余地があるように思われる。

いうまでもなく、断熱材の埋設深さは、断熱材の耐荷力と熱遮断効果の両面からきめられるべきものである。いいかえれば、埋設深さは原則的に表層、基層、路盤によって分散される輪荷重の荷重強度が、断熱材の耐圧強度を起さないような位置としなければならないと同時に、予想される積算寒度に対し、断熱材下面の温度が常に0°C以上となるような位置でなければならないということである。ただし短時間であれば、前述したように下面温度が0°C以下に下ることがあっても実際上の支障はないと考えられる。

埋設深さは、路盤の厚さに関係し、工費に直接的な影響を与える。したがって、今後の断熱材工法の目標は、まず合理的な深さの基準を確立することに置くべきであろう。

今回の試験道路の路盤の地盤係数(K₃₀)は、10日間交通に開放して交通締めを行った結果、断熱材非施工区域では40~45kg/cm³、施工区域では35~40kg/cm³であった。施工区域の地盤係数は、非施工区域(従来の置換工法)のそれに比べて幾分小さいが、十分実用的であることを示している。

つぎに、この工法に関心をもちわれわれ関係者が、とくに懸念することは、断熱材の経年変化についてである。

これまで数多くの実験を重ねた米国、カナダ等におけるスタイロフォームの実測によれば、長期間地中に埋められた状態で、化学的に十分安定であり、その設計が適当であれば機械的な損傷もなく、またほとんど吸湿せず、初期の熱伝導率の値を維持するものであることが確められている。

本実験においても、施工後1ヶ年を経過してから、これを掘り起して調査したが、何ら損傷も認められず、含水量の変化もほとんどないことが確認された。

断熱材を地中に埋めて凍結を制限し、凍害をなくしようとする工法は、非常に古くから試みられていたが、適当な材料が得られなかったために近年まで試験の域を脱することができなかった。ここに新しい型の断熱材が開発されるに及んで、この工法の実用化がようやく軌道にのりはじめたといえることができる。

路盤材料としての砂利資源の潤渇は、好むと好まざると

にかかわらず、何等かの他の工法を採り入れざるを得ない事態を招いている。この新しい材料による断熱材工法の開発は、これを解決するためのもっとも有力な方策の一つであると考え。とくに、寒気が厳しくて凍結深さの大きい地方あるいは路盤材料の高価な地方に望ましい工法といふことができよう。

参 考 文 献

1. 断熱材による凍上防止工について
佐川 暁
雪氷, Vol. 27, No. 6, 1965
旭川鉄道管理局施設部 1965
2. 北海道における道路の凍上, 凍結および置換率に関する研究
伊福部宗夫
北海道開発局土木試験所報告, No. 26, 1962
3. Experimental Pavement Structure Insulated with a Polyurethane and Extruded Polystyrene Foam.
E. Penner
International Conference on Low-Temperature Science, 1966
4. Experimental Foamed Plastic Base Course.
F. D. Young
Highway Research Board, No. 101, 1965
5. Use of Insulating Layer to Attenuate Frost Action in Highway Pavements.
M. D. Oosterbaan
G. A. Leonards
Highway Research Board, No. 101, 1965

フィルダム¹⁾の浸透流に関する実験的研究 (その1)

— 誘導毛管流・自由水面 —

正員 宮前 繁也*

1. まえがき

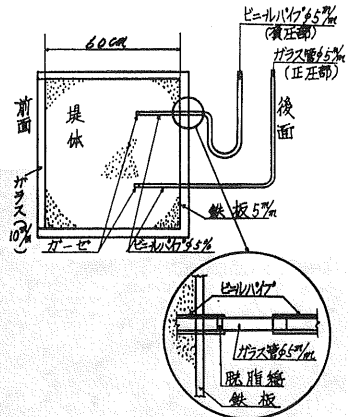
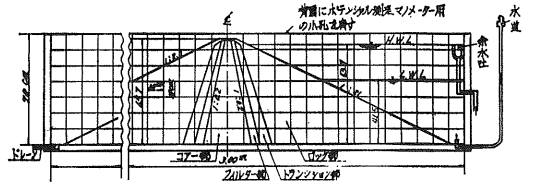
フィルタイプダムの安定上重大な影響をもつ浸透水流の問題に対しては、従来色々な研究がなされている。それはダム内の浸透流線の最上部を意味する浸潤線や、流線網の形状がダムの一般的安定性すなわち、滑り面に沿っての滑りに対する法面全体の安定性に影響を及ぼすことが大きく、また浸透流の下流側浸出点の浸透圧が法面の局部的安定性に影響をもち、これが二次的な崩壊を誘発することもあるからである。このため浸潤線の形状に関する諸公式も数多く発表されており、従来これの決定に対して種々のモデルテストが行なわれている。今回当社で計画中の新冠地点ロックフィルダム(高さ90m, 堤長238m, 体積198万 m^3 , 中央遮水壁型)について、浸潤線の模型実験を行なっているのでこれに関して報告する。

この実験は、目下実施中であるが、実験中に現われた現象の一つとして浸潤線の上部に存在する誘導毛管流がある。これは在来影響が微小なものとして無視されがちであり、またこの現象には不明の点が多く解明もよくなされていない現状にあるが、モデルテストにおいて、これを無視することは当を得ていないと思われる。またもう一つの現象として、浸透水中の溶解空気²⁾の流入による堤体への影響いわゆるエアバインディングの現象がある。在来の浸潤線模型実験のレポートにはこれらについての記述がみられないが、これらの現象をよく把握しておかないと実際現象の認識において、判断を誤ることがあるかもしれないので、これに関する考察も加えながら現在までの模型実験の状況を報告する。

2. 実験装置および実験方法

浸透流に関する基礎的な方式ならびに模型の相似律については他の文献にゆずる。

実験装置は、図一1に示すとおりで、70×60×300cmの片面ガラス張りの鋼製水槽中に実物の $\frac{1}{30}$ の相似模型を作製した。ポテンシャルの測定用に水槽の背面に縦、横10cm間隔に小孔を開け、これを通して内径5%のビニールパイプを先端が堤体内部の所定の位置にくるように設置し、土



図一1 実験装置

砂の流入を防ぐためガーゼを巻いた。このパイプの引出部に正圧および負圧(毛管帯)測定用に図のようなスタンドパイプ、およびU字管テンシオメーターを接続した。堤体材料はA試験・B試験で変え、A試験ではコア部に透水係数 $k=10^{-4}cm/sec$ オーダーの粘性土、フィルター部に $10^{-2}cm/sec$ オーダーの砂、トランジション部に粒径5~10mmの小砂利、ロック部に5~40mmの砂利を使用し、B試験ではコア部に $k=10^{-2}cm/sec$ の砂、フィルター部に5~10mmの小砂利、トランジション・ロック部に5~40mmの砂利を使用して、それぞれコア部とフィルター部の透水係数に設計通り(コアの $k=10^{-6}cm/sec$, フィルターの $k=10^{-4}cm/sec$) 10^2 オーダーの差をもたせた。使用材料の粒度分布は、図一2に示すとおりである。土砂の突き固めは、堤体を均一な密度とし透水係数が場所・方向に拘らず一定になるように慎重に行なったが、やはり各部で多少のバラ

* 北海道電力技術研究所第二課

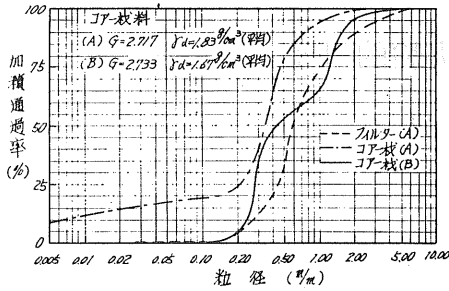


図-2 モデルテスト材料土の粒度

ツキがあったようである。実験用水は水道水を用いたが、注水にあたっては、気泡が土砂内部に滞留しないように極めて徐々に水位を上げていった。一度通水を始めるとその試験条件をかえるまでかなり長時間通水のままにした。試験条件としては、下記の如く上流水位・下流水位を一定に保ちながら、長時間その流線の動向を記録したり、水位を変えたり、断水してしばらく時間をおいてから通水したり、上下流の通水方向を変えるなど条件をかえ、その間のポテンシャル・流線（フローレスゾンダを流して記録する）・滲透水量・水温（上下流）の測定を行なった。写真-1参照

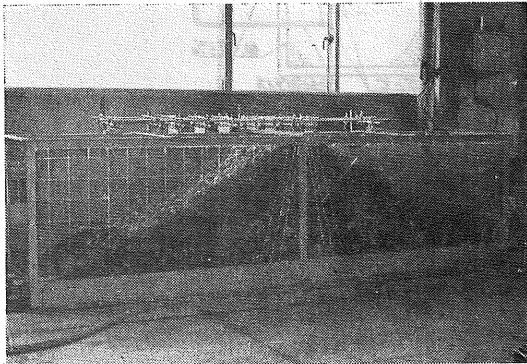


写真-1 実験装置（向って右側に H.W.L 湛水）

試験条件

- case. 1 上流水位 H.W.L (63.7cm)
下流水位 0
- case. 2 上流水位 H.W.L (63.7cm)
下流水位 20cm
- case. 3 上流水位 L.W.L (41.5cm)
下流水位 0
- case. 4 水位急降下 H.W.L→L.W.L
水温……………15~21℃ ただし、1試験中の水温変化は±2℃

3. 実験結果とその考察

(1) 流れの概況

フィルター部の透水係数は、コア部のそれに対して約100倍の値をもち、これはコアと同じ透水係数をもつとすると、その巾を1/100にすることになり、ほとんど流れに対しては、無視しうる程の影響しかない。すなわちコアの上流では、貯水位からの浸潤線の下りはほとんどなく、また下流側では、コア部から浸出した水は、フィルター部を重力で落下して、下流フィルター部の存在は、コア部の流れに殆んど影響をおよぼさない。このため浸潤線や流線網の観察の対象として、主にコア部を選んだ。A試験は、コア部の透水係数が小さく観察に長時間を要したのと、粘性土のため土の締固めの不均一から透水係数の乱れを生じて、その等方性も疑わしく流線の定性をつかむのがむずかしかった。B試験は、コア部が砂であるため締固めはかなり均一で、透水係数の不均一や、異方性もほとんどないと思われ、等方均質という実験浸透流媒質の条件を満しているものと思われた。以下はB試験についての結果をのべる。

(2) 滲透水量の時間的变化

一般に土壤中に浸透水があると、時間の経過にともなうて浸透水量が減ってくることは多くの人々によって認められてきた事実であり、F. Zunker もこれに対する式を与えている。すなわち

$$K = \frac{\mu}{\eta} \left(\frac{P_0}{1-P} \right)^2 \frac{1}{U^2}$$

ここに K : 透水係数 U : 比表面 μ : 粒形係数
 η : 流体の粘性係数 P : 空隙率 P_0 : 有効空隙率

でこのうち P_0 は土中の空気が多いほど小さな値を示し、結局空気が多いほど透水性は悪くなることを示している。今回の実験においてもこの現象は認められ、図-3に

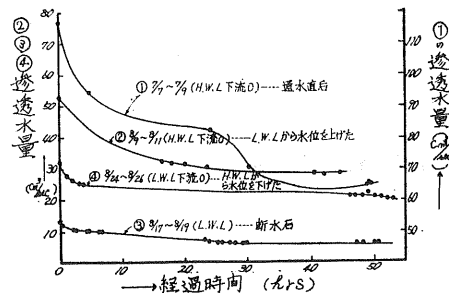


図-3 滲透水量の時間的变化

2, 3の例をのせたが、滲透水量はいずれも時間経過につれて指数函数的なテイ減を示している。この理由はいま述べたように水道水の連行空気による土壌空隙内の気泡の増

大（エアバインディングといっている）によるところが大きいと思われるが、その他に堤体の圧密、通水に伴う内部構造の弛緩崩壊、粘土やシルトによる水みちの填充、後述するような時間経過にともなう浸透層間隙内の飽和浸透から不飽和浸透への漸变的な移行、および間隙水圧の減少による組織構造の緊密化などによることが考えられる。ところで水位と滲透水量との関係であるが、水位を変える直前と直後では、透水係数の変化は余りないと考えると、水量の変化は、水位の変化だけに依存すると考えられるから、比較的良好と云われる Dupuit の公式

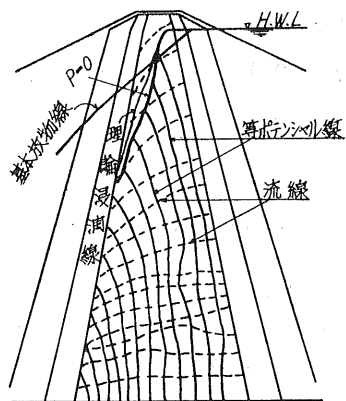
$$q = \frac{k}{2l}(H^2 - h^2)$$

ただし、 q は単位巾あたり流量、 k は透水係数、 H と h は上下流水位、 l は上下流側の法面と水面との交点の水平距離

によってチェックしたが、いずれの場合もよく合わなかった。これは後述する誘導毛管流の影響と、水位変化前後の堤体の圧密度の違いによる透水性の変化によるものと思われる。（なお誘導毛管流の部分を含めた Muskat や T.G. Chapman の式がこの場合、適用できないことについては後述する。）

(3) 浸潤線形状

図一四に上流側満水位、下流水位 0 の場合のフローネットを示す。これは通水開始直後で浸潤段階をへて浸透水が



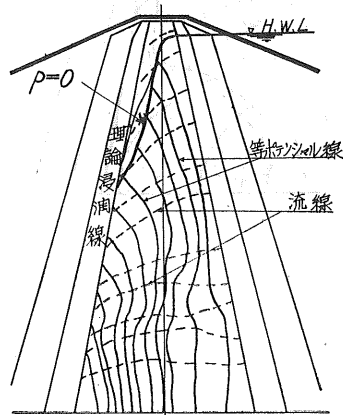
図一四 通水直後のフローネット

定常化したときのものである。図の等ポテンシャル線は、スタンドパイプによる実測値、流線は着色液（フローレスセンサーダ）の流跡である。図で見ると間隙比のある程度の不均一や、他の断面とこの断面との 3 次元的な流れによって（他の断面からの流入があるときはポテンシャルは高くなり、逆に流出するときには低くなる）等ポテンシャル線の一部や流線が少し乱れているが、大体スムーズな流れであり、両者はよく直交して Laplace の方程式を満足していることを示している。浸潤線（最上部の流線、自

由水表面、大気圧に等しい等圧面すなわち水圧 0 の面、重力飽和水帯と毛管飽和水帯との境界面などいろいろの定義がある）は、図中で $p=0$ の線で幾分凹形であるが、Casagrande の理論浸潤線と大体合っており、浸出点も一致に近い。この上面には、これと連続して飽和毛管帯が存在し、その上にさらに連続して不飽和毛管帯が存在する。これらの領域（毛管帯）には、自由水面からの高さに比例した負圧が働いており、自由水（正圧部分）の運動に影響されて移動する。これらを秋葉は誘導毛管水と名付け、これは大体自由水面すなわち浸潤線に平行に流れ、また勾配に影響されるとしている。自由水（自由水面下の重力水で正圧を示す）の一部は、誘導毛管帯に浸透流水を補給するため、自由水面を横切る流線があり、また下流端でも自由水面を横切って下流側に流出することがある。これらのことは他の実験でも確かめられており、内田も自由水面と浸潤線とは必ずしも一致しないことを指摘している。このように浸透流には正圧部分だけの流れだけでなく、正圧部→負圧部の流れ、さらに正圧→負圧→正圧の流れがありうるのである。（負圧部の流れを負圧浸透といっている）図一四の上部に一部このような流線がみられる。以上のようなことから模型実験の場合、自由水面近傍の水が毛管帯から受ける影響度が実物堤と異ってきて、この付近の相似は成り立ちにくい。これを解決するために自由水面上の毛管帯の材料を実物の縮率を考へて置換する案や、模型の毛管帯を適当に除去する案がある。

(4) 浸潤線形状の時間的变化

図一四に引続いて通水したときの各時点のフローネットを図一五～図一八に示す。これによると時間経過にともなうフローネットの乱れがはげしくなっており、これは水道水に連行される空気の影響が大きいと思われるが、等ポテンシャル線と流線との直交性は局部的には、依然として満足している。しかし浸潤線（ $p=0$ の線）の位置は時間と共に下流側が下ってきており、これにともなう



図一五 通水日後のフローネット

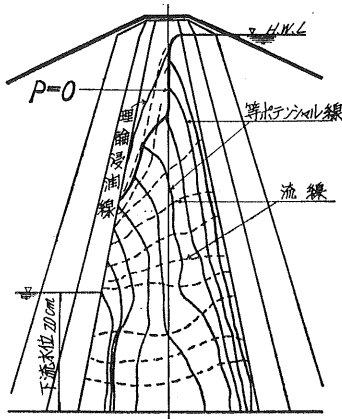


図-6 通水14日後のフローネット

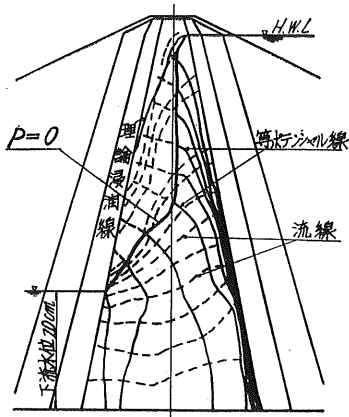


図-7 通水20日後のフローネット

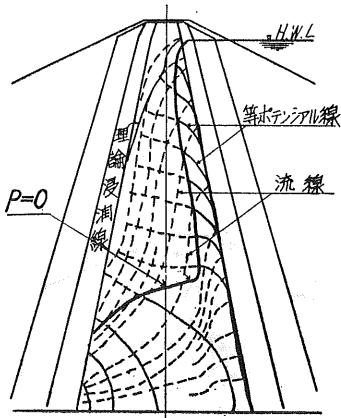


図-8 通水42日後のフローネット

て正圧部分（自由水の部分）が減り負圧部分（毛管帯）が増してきている。これは次のような理由によるものと思われる。すなわち富士岡は土壤中の鉛直降下浸透における負圧発生の原因を次のように説明している。土中の毛管として図-9のようにまっすぐな太い管とその中間に細い毛管を考え、この両毛管を満流する場合にはHagen-Poise-

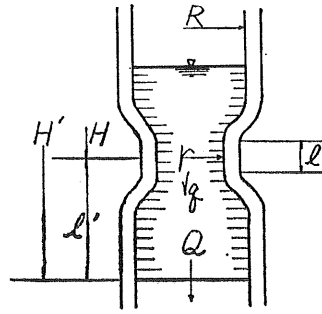


図-9 土壤中の仮想毛管

uilleの法則が適用されるものとすれば

$$\text{細い管では } q = \frac{H\pi}{8\mu l} r^4 \quad \text{であり}$$

$$\text{太い管では } Q = \frac{H'\pi}{8\mu l'} R^4 \quad \text{となる。}$$

ここに Q と q は両管の流量、 H と H' は両管にかかる水頭、 μ は水の粘性係数、 l と l' は両管の長さ、 R と r は両管の半径である。大小の両断面がともに満流するための最小の条件は $q=Q$ なるために、大断面（下流側の）が満流の最小平均流速で流れるときに $H'=l'$ である。ゆえに

$$\frac{H\pi}{8\mu l} r^4 = \frac{\pi}{8\mu} R^4$$

$$\therefore \frac{H}{l} = \left(\frac{R}{r}\right)^4 \quad \dots\dots\dots(1)$$

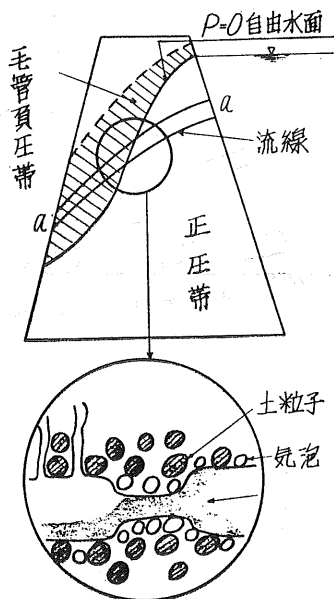
となり、 l は単位の長さ1%に等しいとすれば

$$H = \left(\frac{R}{r}\right)^4 \quad \dots\dots\dots(2)$$

となる。この式で表わされる水頭 H は、大小両断面をとともに満流させるに必要な最小水頭であり、もし H が $\left(\frac{R}{r}\right)^4$

より小さければ下流側の太管は満流せず不飽和になる。富士岡は、これを実験的に確かめて、結局鉛直降下浸透における負圧発生機構なり原因は、土壤の空隙断面の不規則性によるものであるとしている。

以上の考え方を堤体内の一流線に適用してみると、図-10において上流からの浸透水と一緒に流入してきた連行空気は、土粒子間隙を随時ふさいでいく（この場合、土層中の空気は、自由水中に封入された気泡の形、いわゆる閉鎖空気の状態をもって存在している）ため、はじめ比較的規則正しく並んでいた土壤毛管が不規則になり、また(1)式中の l にあたる細隙の流路が長くなって下流の太管が満流しにくくなり、ついには最下流部で満流の条件を満さなくなると不飽和となり、毛管帯（負圧部）を発生するものと思われる。空気の流入につれてこの傾向はますます大きくなり、負圧部（不飽和部）は、上流側におよび正圧部（飽和部）はますます小さくなる。しかし図-7、図-8でわかるように下部に正圧部が残るのは、その部分の流線の上流

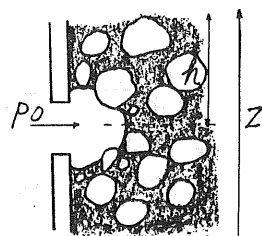


図—10 負圧部の発生機構

側の水頭、すなわち(1)式の H が大きく不飽和部が発生しにくいと、誘導毛管流が集中して流入するため、飽和度が高くなり、重力水になったものと思われる。また図—6～図—8をみると明らかなように、しだいに上流側の等ポテンシャル線の間隔がせまくなり、しかもこの部分だけの自由水面の降下が大きくなるのは、上流側の気泡の流入、圧縮がより大きいため、この部分の透水係数がより小さくなって、ポテンシャルのロスが大きくなるためであろう。これは丁度上流側に透水性の小さい層を置いたのと同じような現象である。(図で見てもわかるようにその透水係数は、下流側の数10分の1になっているようである。)以上のことは山崎が見出した「成層土壌に降下浸透水があり、透水性が下層ほど大きい場合には、湛水深のいかんによっては浸透流の中に負圧浸透を生ずる可能性がある。」という事実と原理的に一致している。

一般に等方で非圧縮性の媒質の中の浸透水には、ラプラスの方程式がなりたち、その境界条件すなわちダム形状・水位などが同じであれば、媒質の浸透性の如何にかかわらず浸潤線形状は同じであるはずであるのに、上記の実験で示されたように浸潤線の形状が時間的に変化しているのは、明らかに不透水性部の発生やこれにともなう負圧部の発生によって条件が変わったためである。

以上の実験中ころみに負圧部分(毛管流部分)にあたる壁のゴム栓(ポテンシャル測定用パイプを通してある)を全部はずしてみたが、これからの滲出は、全然なかった。それは図—11に示すように毛管帯の壁に小孔をあけると、この内部はそれまではその高さに比例した負圧が働いていたわけであるが、小孔によって外気に通じ内部の孔周

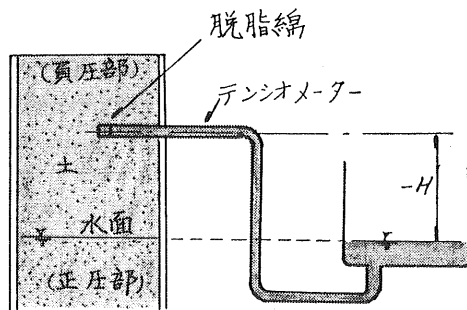


図—11 毛管帯断面

囲の土粒子間には図のようにメニスカスができる。ところで毛管帯最上部のメニスカスはそれまで静水圧 rwZ (rw は水の単位重量、 Z は水面から毛管帯最上部までの高さ)に相当する水柱を吸い上げて保持していたわけであるから、この Z より小さな水柱 h は、当然保持することはできるわけであり、したがって孔から水が滲み出ることはない。ここで h は、毛管帯上部のメニスカスから孔までの高さである。

(5) 毛管浸透流

図—7、図—8において、それぞれの等ポテンシャル線を正圧部分からそのまま負圧部分に延長すると、これらは負圧部分の各流線と直交しているようである。これをたしかめるために負圧部分に図—12のようにテンシオメーター



図—12 テンシオメーター

を挿入して、そのポテンシャルを測定したが、その結果をフローネットに描いたものの一例が図—13である。明らかに流線と等ポテンシャル線とは直交しており、また等ポテンシャル線は、正圧帯から負圧帯へスムーズに続いていて、ポテンシャルの分布にも急激な変化がない。このことから毛管帯の水の流れもポテンシャル流と考えてよさそうである。すなわち誘導毛管帯も Laplace 方程式が成立し、Darcy の法則にしたがって流れていると考えてよいようである。負圧領域とは、大気圧すなわち1気圧以下の領域であって毛管流といっても流体であるから真の意味での負圧領域ではなく、そこに正圧帯からの連続性があると考えられるのに格別の抵抗はないと思われる。これについて高木¹⁰⁾は、負圧領域の浸透流にも正圧領域の場合とまったく同じ抵抗法則が適用できることを示している。

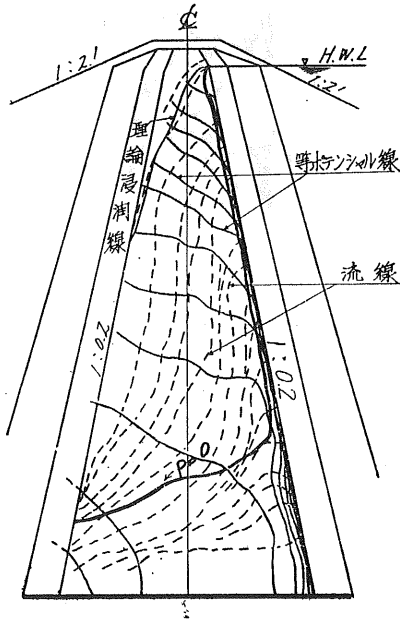


図-13 通水49日後のフローネット

図-4～図-8および図-13を見ると明らかなように、誘導毛管流は、必ずしも自由水面とやや平行して流れるとは限らず、重力水帯と毛管帯との相互の間に流れがあり得る。このため自由水面下の浸透流と誘導毛管流とが画然と分れているような場合に適用される、Muskatや、T.G. Chapmanの浸透流量（正圧浸透流量+負圧浸透流量）に関する式は、このような場合にはあてはまらない。それからまた自由水面の勾配が大ききときには、もはや自由水面を浸潤線と呼ぶことが不適当と思われる場合がおきてくることも諸図から明らかである。

4. 実物堤に対する影響

現実のダムでいままで述べたような現象が起り得るかどうかが、またその現象発生の時間的関連はどうかという判断は、実際現象の複雑さから容易でないが、定性的にいえることは

(1) Siltingによる透水性低下とこれに伴う低圧発生

湛水を維持し浸透をつけている遮水層の表面にSilting（沈泥）が行なわれると、その沈泥層が流水に対するはげしい抵抗体となって浸透水量を抑制することはよく知られた事実である。この場合、透水性の低い沈泥層が最上流にできたため、その下流は、それまでにくらべて低圧になりやすい傾向を生ずるから、エアバインディングがいくらか高まるであろうことは、想像に難くない¹¹⁾。

(2) 浸透中の流水圧力の低下あるいは温度上昇にともなう溶存空気の水体内での発泡
液体中に溶解されている気体の溶解度は、温度が一定で

あればHenryの法則にしたがい圧力の大きさに比例して増減する。いま図-14で実線を流線、点線を等水圧線とする

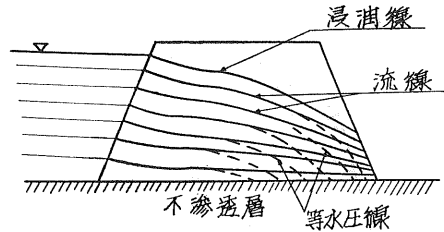


図-14 ダムの浸透

と上流貯水池から浸透してきた水は、各流線に沿って下流へ流れるが、当然等水圧線を横切ることになり、はじめ大きな水圧を受けていた水は、下流に浸出して水圧0（大気圧）になる。このため気体の溶解度が減ってくるが、これと合せて水が堤体の土粒子の複雑な流路内を通過するとき力学的なかく乱をうけ、このため貯水池内で各水深に応じた溶解度で溶解していた気泡は、堤体内で流れから遊離して発泡し、エアバインディングがおこることは当然考えられる。

また上流貯水池内の水が低温であるときは、これが堤内に浸透すると堤内の比較的暖かい土壌にふれて水温が上り、このため図-15に示すように溶解度が小さくなって、溶存気体の発泡をうながすことが考えられる。

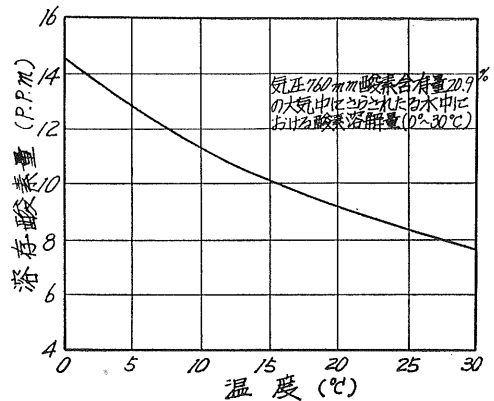


図-15 温度と水中酸素溶解度
(土と基礎 vol.114 No.10)

(1)、(2)に述べたことは、成層土壌における降下浸透あるいは、不飽和浸透に関する2・3の実験¹¹⁾で確かめられたことから十分推察できる。

フィルダムのコア部が常に飽和した状態であるかどうか、すなわち浸透水は、貯水池から気泡や溶存空気を堤体にまきこむが、それを下流に流し去ってしまうかどうかは実は、ダムエンジニアの長い間の考究の対象となっていること¹²⁾のようである。これに関する確かな実測値はわずかながら、Sherard等は、細粒土壌からなるアースダム

では、時間がたってもその空気量は殆んど変わらないだろうといっている。一例として Belle Fourche ダムは、塑性に富んだ無機粘土からなる均一ダムであるが、完成後25年たってもその上流面近くから採った不攪乱試料には、8%の空気量が残っており、これは建設時と変わっていないようである。他の非常に透水性の大きいダムの例では、常時満水下にあると、間隙中の空気を長時間後には、ほとんど全部流下させてしまうといっているが、これは余り確かではない。

これらについて Sherard 等は、初期の空気量が変わらないのは、透水係数が 0.1 ft/year ($\equiv 1 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$) より小さい場合で、それが 100 ft/year ($\equiv 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$) より大きい場合は、少時で空気は間隙中から流下されてしまうだろうといっている。普通のフィルダムのコアは、大体 10^{-4} cm/sec 程度以下と思われるから、このことからダム内での空気の滞留は予想されることであり、それが内部でさらに発展しないとは断定できない。

これらのことから実物堤内でエアープインディングが起これり、さらにそれが発展した場合は、堤体内の浸潤線の位置が下って堤体の安定性に寄与するように考えられるが、また別種の問題も起こってくるかもしれない。これについては、今後検討したい。

5. むすび

現在実施中の浸潤線模型実験から次のことがわかった。

1) センターコアとその上下流のフィルター部分との透水係数間に 10^2 cm/sec オーダーの差をもたせると、浸潤線形状は殆んどコア部のみでできまり、フィルター部その他が浸潤線へおよぼす影響は、無視できる程度と思われる。

2) 滲透水量は、時間経過により漸減するが、これは水道水中の進行空気によるエアープインディングの影響が大きいと思われる。

3) 浸潤線の形状は、浸透初期においては、Casagrande の理論浸潤線に大体一致している。浸潤線の上部には、誘導毛管流が流れ、これが浸潤線にあたる影響は、無視できない。

4) 浸潤線の形状は、時間経過にともなって変わってくる。すなわちその下流側がだんだん下ってきて、これとともに浸潤線の上部には、誘導毛管流帯が発達し正圧部はますます小さくなる。これはエアープインディングによる堤体の不透水層化(とくに最上流部)からくるものである。

5) 浸透流は、正圧部だけの流れのみならず、正圧部→負圧部の流れ、さらに正圧→負圧→正圧の流れがありうる。このため浸潤線は必ずしも自由水面と一致しない。

6) 誘導毛管流もポテンシャル流と思われるが、これがその全域にわたっていえるかどうかは、今後検討する必要

がある。

7) 実物堤でも定性的には、エアープインディングによる上記の諸現象が現われる可能性はある。

以上のように今までの実験の結果では、浸潤線の実験から得られる量的な答よりもむしろ定性的な問題が提起された。このような問題は、在来の実験レポートには、記述がみられないが、これは無視することは、できないものと思われる。もちろん今回の実験にみられたことが、そのまま

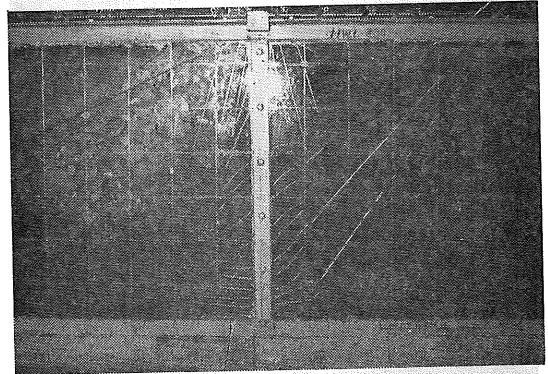


写真-2 H.W.L. 下流水位20cm, 通水後22日目の流線 (1/2, 15H)

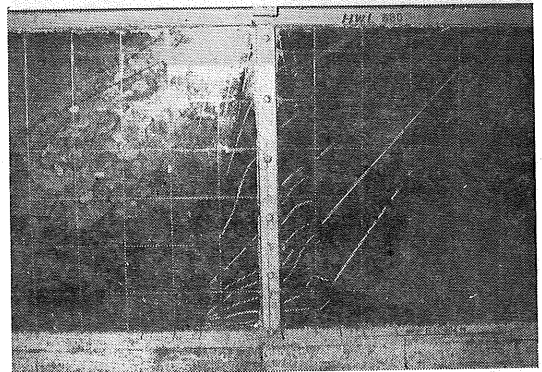


写真-3 H.W.L. 下流水位0, 通水後22日目の流線 (1/2, 17H)

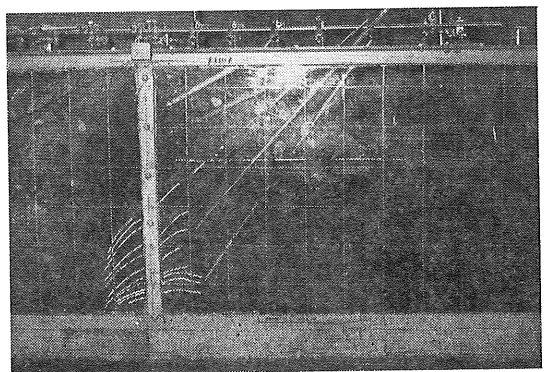
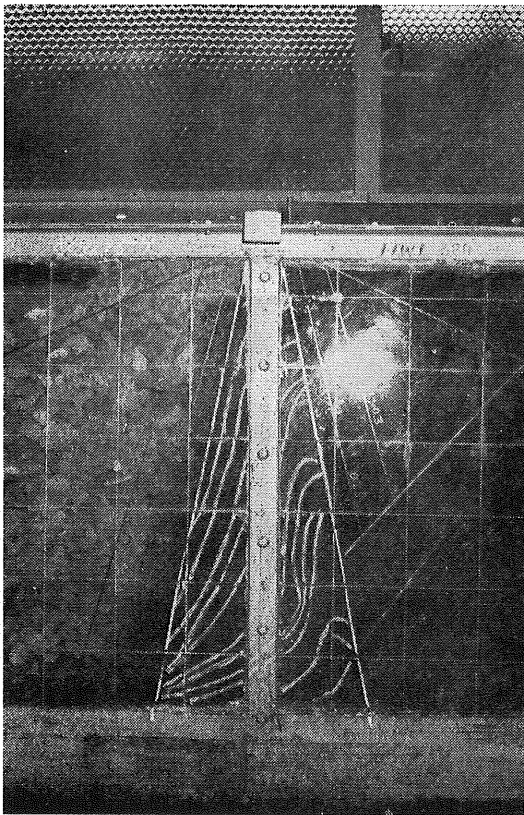


写真-4 L.W.L. 下流水位0, 通水後33日目の流線 (1/2, 17H)



写真—5 H.W.L. 下流水位0, 通水
後37日目の流線(%)

相似的に現実のダムでおこることは考えられず、その極端な場合が示されたにすぎないのかもしれないが、これらのことは現象の正確な把握のうちには入れておくべきことであらう。

以上、現在実施中の実験にみられた2, 3の現象に考察を加えたが、これはあくまでも推論であって、数量的な検討も残されているので今後も引続き理論的、実験的検討を行なう予定である。

おわりに、本研究にあたって多くの貴重な文献の借覧を

許された北海道大学農学部梅田助教授に心からの謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) たとえば宮前・鈴木：「新冠地点ロックフィルダムの浸潤線模型実験について(第1報)」北海道電力㈱技術研究所, 研究報告126号 昭42年
- 2) M. Muskat: The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, Chap. VI P373 1946
- 3) 秋葉満寿次：「地下水運動に伴う砂中毛管水」農土研9巻2号
同 上：「毛管誘導水の運動と抵抗係数との実験的研究」農土研9巻4号
- 4) 細山田健三：「自由水面を有する模型堤防の浸透について(I)(II)」農土研別冊4号
同 上：「同 上(III)」農土研別冊11号
- 5) 本間・石原編 応用水理学 上巻 P200
- 6) 吉田昭治：「浸透流の相似律」農土会論文集15号
- 7) 前出4)
- 8) 富士岡義一：「土壌の鉛直降下浸透における負圧発生機構に関する研究(I)(II)」農土研21巻6号, 23巻5号
- 9) 山崎不二夫：「成層土壌の降下浸透に関する研究」研究の資料と記録第6集(東大農)
- 10) 高木俊介：「土壌水の運動機構について」応用物理17巻8~9号
- 11) たとえば八幡敏雄：「エア・バインディングによる土の透水性低下について」研究の資料と記録, 第10集(東大農)
- 12) Sherard, Woodward, Gizienski, Clevenger: Earth and Earth-Rock Dams, P245~246
- 13) たとえば和田保：「アメリカと日本におけるアースダム用土の比較」土と基礎5号
福井吉三郎：「フィルダムの最近のすう勢とその設計・施工」日本ダム協会

寿トンネルについて

正員 大泉 長四郎*

1. 位置および概要

寿トンネルは、枝幸郡浜頓別町を起点とし音威子府町に至る主要道々に沿う中頓別町に位置し、鉄道踏切2ヶ所(3種)をさけるとともに、旧路線の線形改良をとまなう道路改良工事として計画施工されたものである。

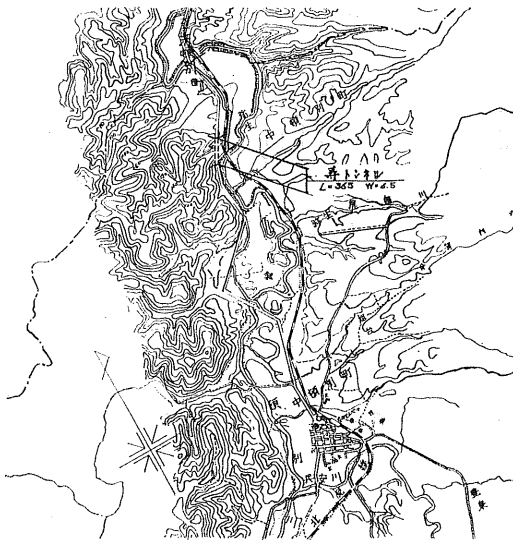


図-1 一般平面図

当初トンネル全体の計画は、トンネル延長340m、巾員6.5mであったが、工事施工中諸種の現地、地質等の悪条件がかさなり最終段階にはトンネル延長365mに変更された。

昭和38年度より地質調査がはじまり、ボーリング調査と弾性波探査が行われ、40年度さらに重点と思われる箇所のボーリング調査2ヶ所を行った。トンネル全体の地質内容については地質調査の項で説明するが、調査の結果本トンネルが貫通すべき概略の地質は、浜頓別町側は比較的安定しているが、中頓別町側において特に坑口附近がさうとう不安定な地形、地質状態であることが判明したため、本トンネルの計画に当りトンネル専門関係者ととも施工法の具体化について、慎重な検討がなされた。

本トンネル勾配は浜頓別町側より中頓別町側に向かって下り勾配(1.347%)であり、また浜頓別町側坑口の地形は、

* 稚内開発建設部工務課

沢をまたぐ急傾斜地を呈するため、トンネルの切付けは中頓別町側より掘進した。

表-1 年度別施工内容

	種 別	41年度	42年度
導 坑 工	側 壁 導 坑	172m	20m
	底 設 導 坑	242	—
切 拡 工	A型(上部半断面)	95	—
	(土 平)	—	95
	(全 断 面)	—	5
	B型(上部半断面)	102	—
	(土 平)	—	102
	(全 断 面)	—	40
	C型	—	20
	D型	76	—
卷 立 工	E型	—	27
	A型	—	100
	B型	—	142
	C型	—	20
	D型	76	—
イ ン バ ー ト 工	E型	—	27
	コンクリート	63	27
グ ラ ウ ト 注 入 工		310	220
舗 装 工	コンクリート 473m ³ t=20cm	—	2,373m ²
坑 門 工	コンクリート 550m ³	—	2基
雑 工		1式	1式

寿トンネル全体の概要は下記のとおりである。

全体計画

- | | |
|--------------|--------|
| (1) トンネル延長 | 365m |
| (2) トンネル巾員 | 6.5m |
| (3) 縦断勾配 | 1.347% |
| (4) 導坑工 側壁導坑 | 192m |

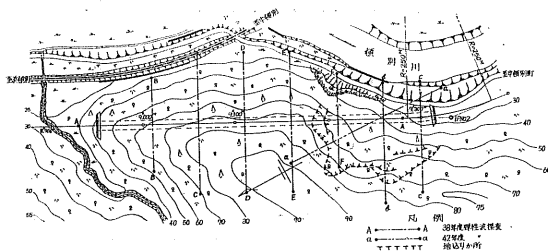
H型鋼 (呼称125×125)	94.2 t
底設導坑	242m
(5) 切土工・巻立工 掘削土量	16,000m ³
H型鋼 (呼称175×175)	267.6 t
コンクリート	4,930m ³
A型	100m
B型	142m
C型	20m
D型	76m
E型	27m
(6) インバート	90m
コンクリート	410m ³
(7) グラウト注入	530m ³
(8) 舗装工 (セメント, コンクリート)	365m ³ 2,373m ³
横断勾配 2%	厚さ 20cm
(9) 坑門工	2基
コンクリート	550m ³
(10) 雑工	1式

年度別施行内容は表一のとおりである。

2. 地 調 査

地質調査は38年度よりはじまり、当年度はボーリング調査、弾性波探査が行われた。本項では弾性波探査について述べる。

調査測線は6測線延長1,000mであり配置は図一のとおりである。調査の結果地質構成を成因的にみると、中生

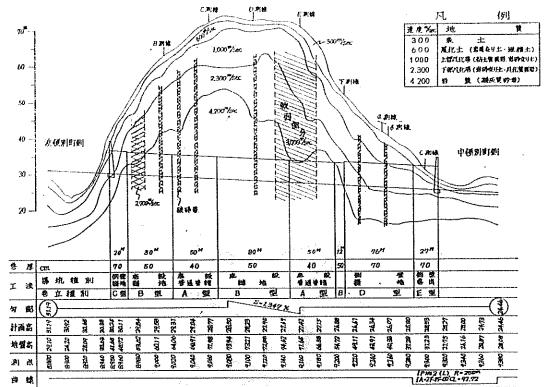


図一 弾性波探査箇所地すべり箇所調査平面図

層(硬頁岩・砂岩層),第3紀層(風化頁岩・砂岩)およびこれらを覆つて表土を形成する第4紀層の3種に大別される。本トンネルを縦断する測点 A-A' について弾性波の速度から地層を解析すると、表層部分の第1層,第2層の速度は, $V_{1,2}=300\sim 600\text{m/sec}$ であり比較的薄層ではあるが,場所により $3\sim 10\text{m/sec}$ の差異がある。崖雖は頁岩の角礫を主体とし径 $5\sim 10\text{cm}$ であるが,まれに 50cm 程度の角礫も認められる。第3層速度は $V_3=1,000\text{m/sec}$ を示し頁岩を主体とした上部風化帯で,亀裂及び節理の発達が顕著に認められる地層で $10\sim 20\text{cm}$ の角礫状を呈し亀裂には $2\sim 4\text{cm}$ の硬質粘土化物を介在するものと思われる。第4

層の速度は $V_4=2,300\text{m/sec}$ を表わし下部風化帯と断定される。この層は第3層に比較してその亀裂,節理の発達が少なく弱風化帯と推定される。第5層の速度は $V_5=4,200\text{m/sec}$ を示し本トンネル中最も硬い層であつて,硬頁岩,砂岩層と推定された。

以上のように縦断的に解析された地質図一3をみると,かなり多くの破砕帯が確認される。またB~F測線につい



図一3 地質従断面図

てもトンネル中心線に接近してこれと平行する破砕帯が,川側に存在することが推定され,掘削工事に相当な困難をきたすであろうと予想された。

3. 掘 削 施 工

(1) 導 坑 掘 削

導坑掘削内容は表一のとおりであるが,すでに地質調査の段階でわかっているように,測点 $9,200\sim 9,290\text{m}$ 間

表一2 導坑掘削の内容

測 点	地 質	間隔	延長	摘 要
8,950~8,970m	岩砕交り土	120cm	20m	側壁
8,970~9,020	凝灰質砂岩	90	50	底設 縫地
9,020~9,070	〃	120	50	〃 普通
9,070~9,150	〃	90	80	〃 縫地
9,150~9,200	〃	120	50	〃 普通
9,200~9,212	岩砕交り粘土	90	12	〃 縫地
9,212~9,290	〃	60	78	側壁

単なる風化帯を貫通するだけではなく,崖雖あるいはすべり出し岩盤内を通過するおそれがあるため,当区間の工法決定には十分検討がなされたが,最終的には側壁導坑掘削方式を採用するに至った。(図18-6参照)

導坑支保材は鋼アーチ(呼称125×125)支保工を使用し作業能率向上と安全性を考慮した。

つぎに測点 $9,230\sim 9,290\text{m}$ 間の川側側壁導坑掘削内容についてのべる。現地の掘削地質は机上計画において推定し

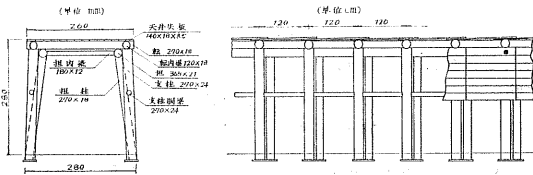


図-4 普通普請

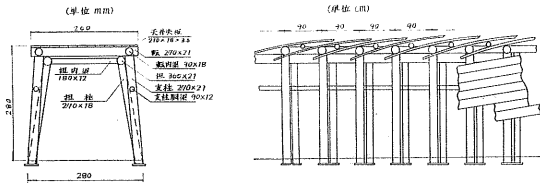


図-5 縫地

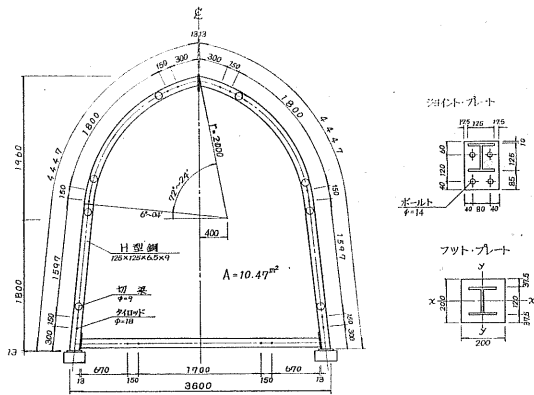


図-6 側壁導坑支保工図 単位 mm

たより非常に悪く、粘土交り岩屑・粘土質頁岩が波状的に現われ、掘削にいちじるしく支障をきたした。当区間の平均日進は60cm程度であり、掘削当時より鋼アーチ支保工に偏圧が感じられ、早急に側壁コンクリート打設を開始した。(測点9,257~9,276m)しかしコンクリート打設後も偏圧の荷重は大きくH型鋼支保工は著しく変状をきたし打設後15日目に測点9,276m附近に縦方向のクラックがはいりその後もクラックの進行が認められた。(図18-15参照)

表-3 切 掘 掘 削 の 内 容

測 点	工 法	湧水の状況	矢 板	崩壊の高さ	崩壊の長さ	原 因	摘 要
8,950 ~ 8,970m	側 壁	な し	縫 地	な し	な し	上部天端のすべり	300m ³
8,970 ~ 9,020	上部半断面	〃	〃	〃	〃		
9,020 ~ 9,070	〃	〃	掛 板	〃	〃		
9,070 ~ 9,150	〃	滴水あり	縫 地	7m	8m		
9,150 ~ 9,200	〃	〃	掛 板	な し	な し		
9,200 ~ 9,212	〃	な し	縫 地	〃	〃		
9,212 ~ 9,288	側 壁	多少あり	〃	〃	〃	巻 出	
9,288 ~ 9,315	〃	〃	〃	〃	〃		

この巻立の変状に前後して測点9,180m附近の地山に地すべり崩壊が発生し、さらに広範な地われ段おちが発生した。(図18-2参照)

側壁コンクリートのクラック、地すべり発生にともない再度地質専門家、トンネル専門家などに現地の調査を依頼し、その結果にもとずいて今後の対策、施工方法等の検討を行った。

トンネル変状の原因は第2層、第3層内における地すべり粘土層によるすべり出しと考えられ、測点9,270mより坑口側はトンネルの下側にすべっており、全体としてトンネルにねじりに似た力が働いているものと考えられ、対策としては原因となる粘土層の改良が考えられた。また当初中頓別側坑口を測点9,290mに計画していたが前述のように広範にわたり地すべりが発生しているため、当初計画測点9,290~9,330m間の地山切取りにあたっては、相当量の地山崩壊が予想され、さらにこの崩壊によってトンネル上位の地山崩壊も誘発されて、現トンネルに強大な偏圧を及ぼすことが考えられるため、当区間の施工にあたってトンネル構造物(図-14)とすることが最良と考えられた。

以上川側側壁導坑について述べたが、山側側壁導坑は部分的に粘土層をはさんだ風化質頁岩が主体となっており、掘削は比較的容易であった。しかし側壁コンクリート打設後、川側側壁コンクリートのクラック発生位置と対応した箇所偏圧のためクラックが発生した。当区間の総体的な対策についてはグラウト注入の項で述べる。測点8,950~8,970m間は坑口に向って馬の背状になった地形をしており、地質は川側、山側ともに導坑下部に硬頁岩がみられ掘削は容易であった。測点8,970~9,212m間の底設導坑掘削は部分的に破砕帯などがあったため多少作業に困難があったが、中頓別側坑口にみられたような偏圧は認められなかった。

(2) 切 掘 掘 削

切掘掘削の内容は表-3に示すとおりであるが、掘削方式は上部半断面方式を採用した。

測点8,950~8,970m間の掘削は土被りが薄いため内部より坑口に向って進行し、矢板打込みを全断面縫地で行っ

た。測点8,970~9,212m間の掘削は1部軟弱部分において断層による破碎岩のすべり落ちが測点9,130m附近にみら

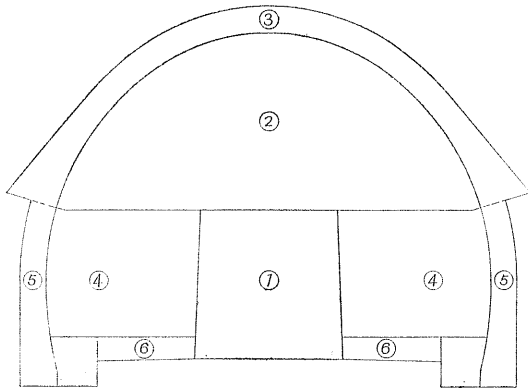


図-7 A型・B型掘削順位図

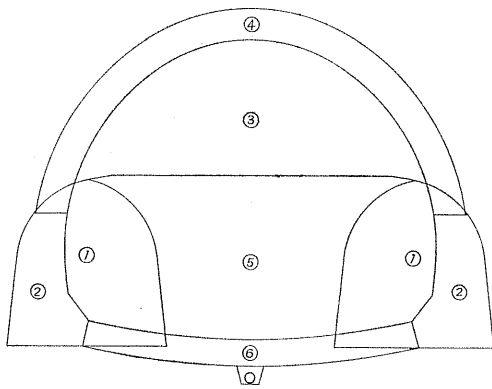


図-8 C型・D型・E型掘削順位図

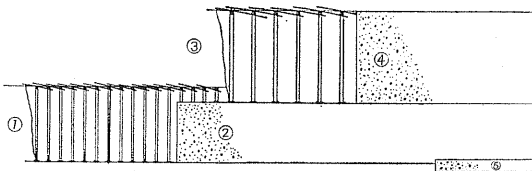


図-9 掘削順位断面図

れたが、その他の箇所は順調に掘削が出来た。測点9,212~9,290m間の掘削は導坑掘削の項でも説明したが、掘削断面大となればなる程偏圧が増し掘削に困難をきたした。当区間についてはさらにグラウト注入の項で述べる。

切払支保工材はH型鋼アーチ支保工(呼称175×175)を採用した。支保工間隔は地質別によって各々きめるべきであろうが、その計算については確立した方法が見当たらないので施行の難易、掘進速度等を考慮し、また経験も加味してこれをきめた。

(3) 巻立の施工

本トンネル巻立厚の設計にあたり、地質調査の結果および現場条件等を考慮すべきであったが、土圧の大きさや方向および土圧が巻立断面形の変化にしたがって、どのようにかかわるかなどについて明らかでない点が多いので、巻立厚を解析的にきめることができなかった。このため諸文献、トンネル工事実施例等を参照して設計し図-10~14のように決定したものである。コンクリート巻立は中頓別側坑口より浜頓別側に向けてちくじ進んだのであるが、測点9,220~9,290m間の巻立施工中、山側アーチ部にセントル解体後2~3日目ぐらいにヘアークラックが発生した。最終的なクラック状態は図-15のとおりであるがグラウト注入・インパート完了とともにそれらの進行は完全に停止した。巻立の施工区分は表-4を参照されたい。

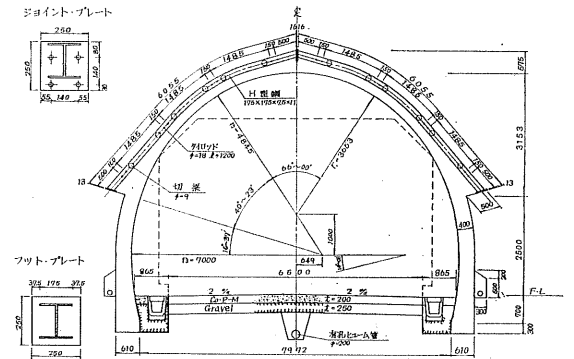


図-10 A型巻立断面図 単位 mm

表-4 切払支保工間隔及び覆工種別

測点	地質	間隔	延長	巻厚	タイプ	摘要
8,950 ~ 8,970m	岩層交り土	110cm	20m	70cm	C	側壁工法, 鉄筋コンクリート
8,970 ~ 9,020	凝灰質砂岩	〃	50	50	B	逆巻, 無筋
9,020 ~ 9,070	〃	〃	50	40	A	〃 〃
9,070 ~ 9,150	〃	〃	80	50	B	〃 〃
9,150 ~ 9,200	〃	〃	50	40	A	〃 〃
9,200 ~ 9,212	岩砕交り粘土	〃	12	50	B	〃 〃
9,212 ~ 9,288	〃	〃	76	70	D	側壁工法, 鉄筋コンクリート
9,288 ~ 9,315	〃	〃	27	〃	E	〃 〃

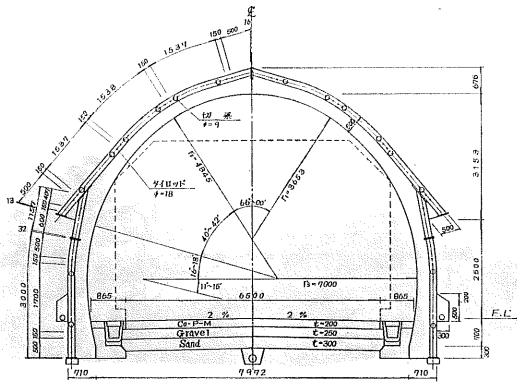


図-11 B型巻立断面図 単位 mm

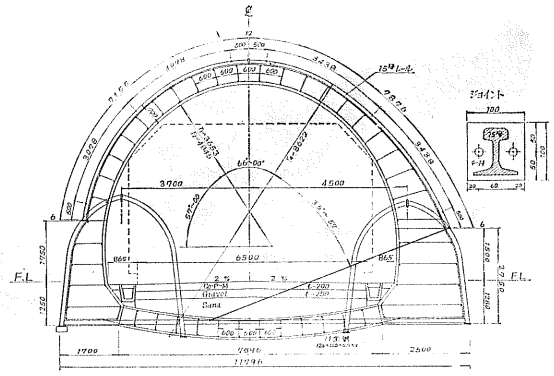


図-14 E型巻立断面図 単位 mm

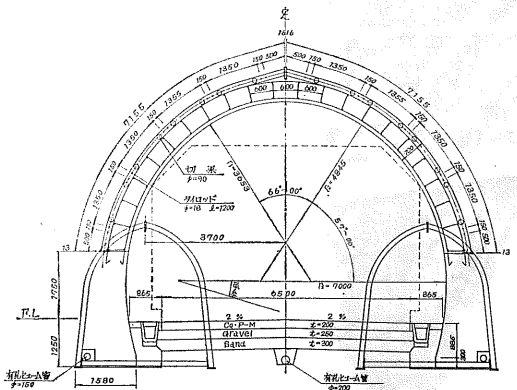


図-12 C型巻立断面図 単位 mm

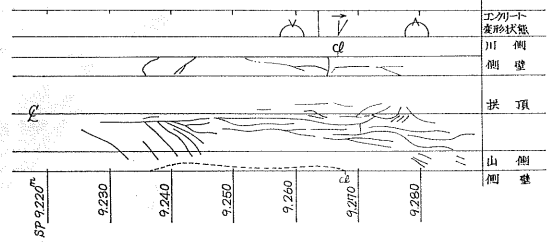


図-15 トンネルコンクリート亀裂状況

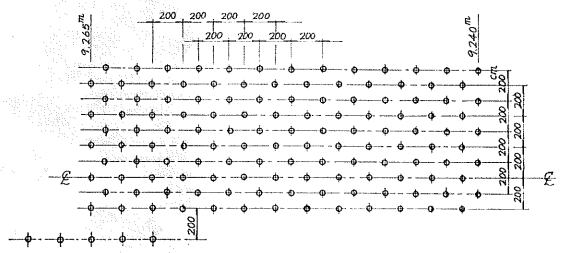


図-16 拱部グラウト注入平面図

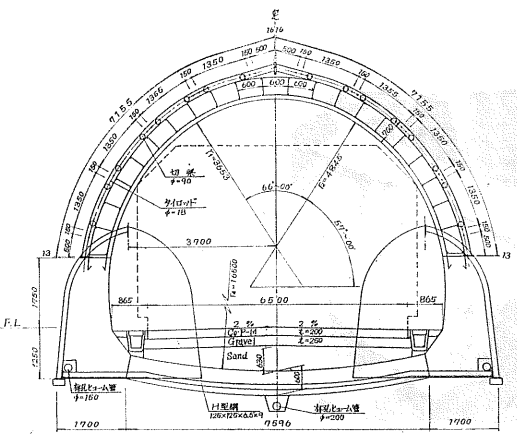


図-13 D型巻立断面図 単位 mm

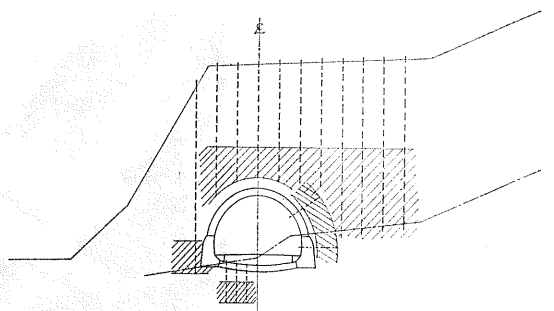
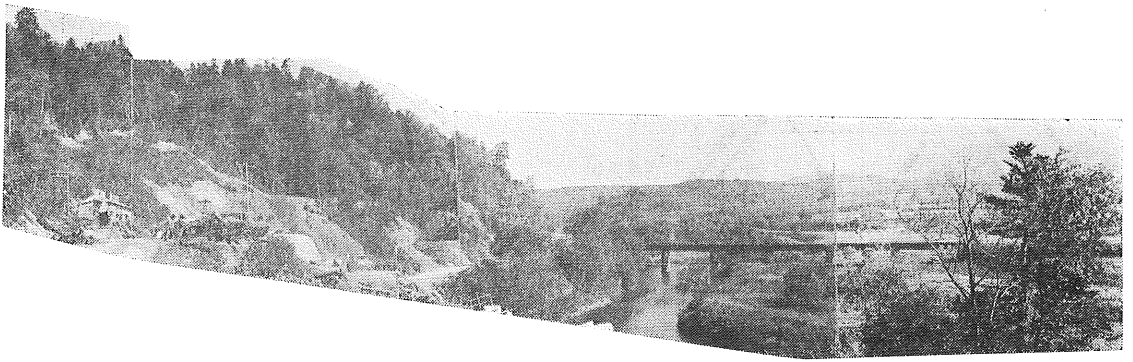


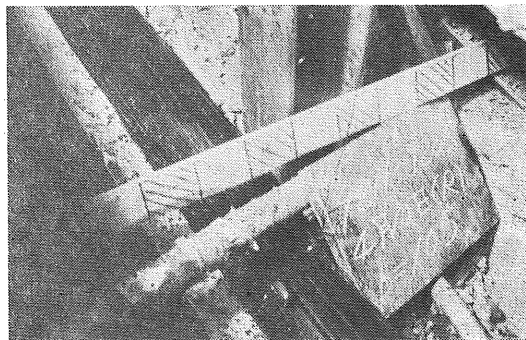
図-17 グラウト注入箇所断面図
S P 9,240m ~ S P 9,265m



写真一 中頓別側地すべり坑口附近



写真二 縦継目用止水板



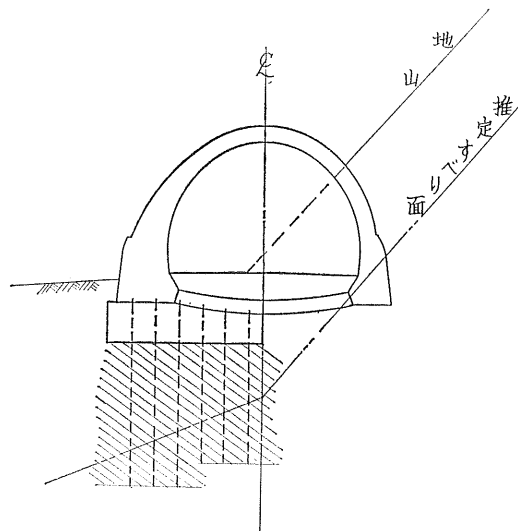
写真三 水平継目用止水板

(4) グラウト注入

グラウト注入施工箇所は測点9,240～9,270m間であるがこの区間は、事前に地質調査の段階で弱点であることが予想され、導坑掘削中にそれが事実となって、地すべりとしてあらわれたもので、この地すべりの対策としてグラウト注入法が採られたものである。

注入状態は図一16、17のとおりであり、粘土交り岩層層が厚いため、ミルク配合を富配合、(C:W=1:1～3)

として行った。これらの注入と平行して坑口側から切掘、巻立が進められたが、巻立山側アーチにはいったクラックの進行を防止することは出来なかった。このクラックについては前項で説明してあるが、グラウト注入、インバート完了とともに停止した。測点9,290～9,315m間の巻出トンネル(E型)の基礎工として、図一18のとおり基礎コンクリート下面より5～6m間にグラウト注入を行ない地すべり粘土層の改良を行なった。



図一18 E型トンネル基礎工 S P 9,290～9,315m

(5) 漏水、背水面の対策

覆工後における漏水を防ぐため、ビニールシート(t=0.22mm)を鋼アーチ支保工間に張り小巾板にてビニールシートを止め排水溝に誘導した。また覆工の施工継目からの漏水を防ぐためシーカー製品止水板を埋込んだ。(写真一2、3参照)掘削施工中、巻立完了後における地山からの湧水を坑外に排水するべくセンタードレインを設けた。

4. あとがき

以上寿トンネルは昭和38年度の調査にはじまり、41、42年度の2ケ年で施工したが、地質調査当初よりすでにわかっていたように、中頓別側坑口は、トンネル開削のための地質条件が劣悪であるから、トンネルとすることをさけるのが妥当と考えられたが、最近の道路改良にともなう線形上の要請からやむを得ず着工にふみきったものである。最

近各所のトンネル工事において鋼アーチ支保工が広く使用されている現状から、本トンネルにおいても鋼アーチ支保工を採用したが、この種の支保工がきわめて有効であることを経験した。そしていかなる悪条件の地質においても重大災害発生の防止に役立ったか、また作業能率の向上に役立ったかを施工者一同痛感した次第である。

地すべりの対策にミルク注入法を採ったのであるが、全体のミルク注入経費が1,000余万円に達したため、今後地すべり防止対策としてより確実で、より安い工法の発見に努め、今後のトンネル工事施工に役立てたい。

以上寿トンネル工事の概略をのべてきたが、最後に地質調査、施工法等種々ご指導下された開発局土木試験所地質研究室星野室長、本局道路建設課北村専門官、工事管理課原専門官、他関係職員に心から謝意を表する次第である。

新落部ずい道に於ける湧水処理等について

正員 小菅清三*

1. ま え が き

本工事は、国鉄第3次長期計画の一環として行なわれて居る函館本線森・長万部間の複線化工事の一部で、函館起点67K 640 m付近に位置する落部・野田生間のずい道工事であるが、途中被覆の薄い沢及び一般国道5号線下を交叉し、約1割の法面を斜に走り海岸に至るルートである。この工事の施工に当たり

- (1) 地質が第3紀の極めて新しい岩盤で、軟かい砂・シルト岩である。
- (2) 浸透水があり岩盤の軟弱化および湧水による崩壊の危険がある。
- (3) 沢及び国道との交叉部に於ける被覆が薄い。(沢3.78m, 国道8.80m)
- (4) ずい道坑口が法面を斜めに切って走るため、坑口から接続する土留擁壁が高くなる。(H=11.58m)

などの難点があったが、今回主としてずい道掘さく時における湧水処理と覆工後の裏込注入および土留擁壁の冬期施工の概要について報告する。

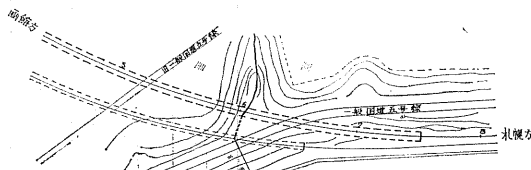


図-1 沢及び国道付近平面図

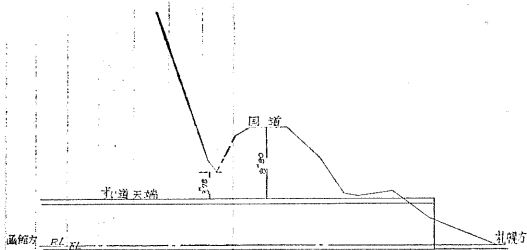


図-2 沢及び国道付近縦断図

2. 湧水処理

2-1 沢部分の水処理について

ずい道と沢の交叉は、図-2の如く被覆が特に薄い(3.

78m)ので、掘さく時に於ける川床の沈下あるいは表面水の影響は当初より推測されていたので、図-3のNo A・Bの2箇所にボーリングを行ない地質および水位の検討を行なった。

その結果ずい道掘さく部分は、いずれもシルト交り細粒砂および中粒砂であり、水位は掘さく天端よりいずれも上にあることが判明した。したがってこの地質の状態では、水位を下げなくては湧水により砂が押し出され施工も極めて困難である事が予測されたので、ウエルポイント工法等種々検討を加えたが掘さく工程等を考慮した結果、沢の両側に図のNo-1.2の如く2箇所に集水用の井戸(コンクリート管内径1.20m)を掘り下げ、常時ポンプにより汲み上げることとした。

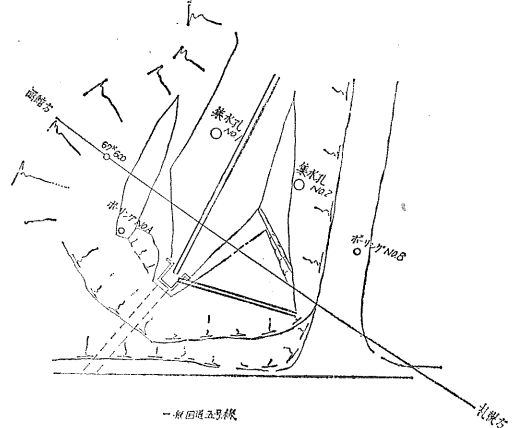


図-3 集水井戸およびボーリング孔位置図

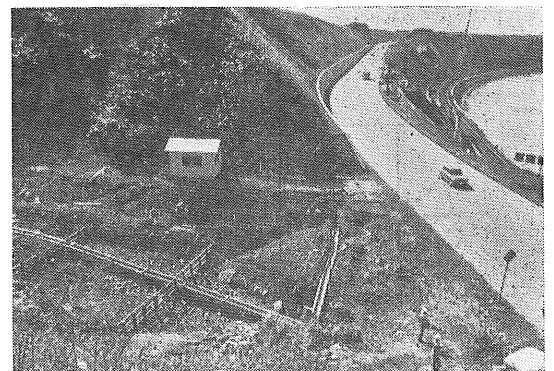


写真1 沢及び国道交叉箇所

*国鉄札幌工務局 野田生工事区長

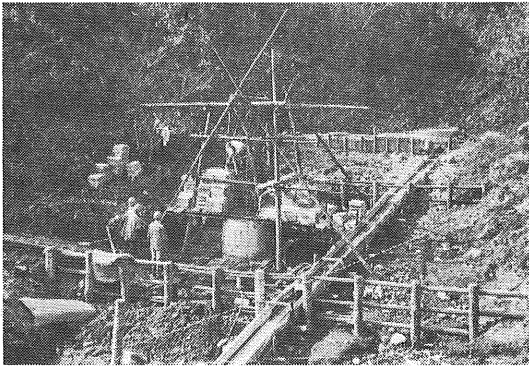


写真2 集水用井戸沈下作業

また表面水の処理として、沢水が川床より浸透するのを防止するため、木樋により水流を導きさらに、掘さく時期が8月以降の降雨期にかかるので、降雨時の雨水処理上波形鉄板で沢部を被覆(約400㎡)し、努めて雨水の浸透を防護した。上記の集水井戸の効果については、No-Aのボーリング孔と、No-1の集水井戸との水位の復元状況を観測した結果図-5のごとくでありついに乾水したので集水井戸による効果は十分期待出来得るものと考えた。

しかし集水井戸の深さをずい道スプリングの位置で止めたのは間違いであり、当初より当然掘さく下端以下に下げ置くべきであった。

すなわち、当初集水井戸の湧水量は降雨時の影響を除いては、No-1.2共に乾水するまで40~50 l/minであったので、スプリングの位置までの湧水を処理すれば、なんとか掘さく出来るものと考えたが、実際には底設導坑の掘さく施工中降雨時連続降雨量82mm/14時間に側壁を抜かれ100 l/minの湧水にそう遇し土砂の流失を招き導坑掘さくを中止するのやむなきに至った。これは経験の不足から来る施工計画のミスであり反省させられるとともに将来に対する大きな勉強であった。

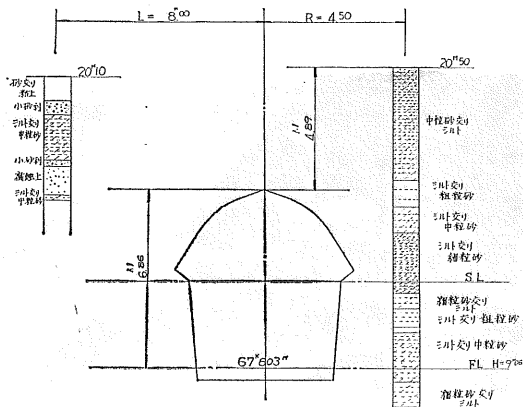


図-4 沢付近地質柱状図

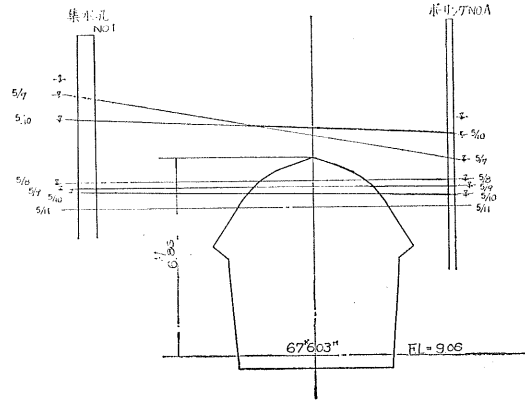


図-5 集水井戸水位変化図

2-2 国道交叉箇所の湧水処理

2-2-1 ボーリングに依る土質試験

国道交叉箇所については開発局と協議の上、事前にボーリングによる調査等を十分に行ない、国道の変状等を極力防止するように考慮した。

地質全般については、ボーリングの結果より図-6にその一部を示すごとく、総体的には色調の変化はあるが、地層地質の代表は砂と称しても過言ではない。相対密度より推察すれば、自然地層の見かけの密度は相当大であると思われるが特に露出部分または、ある深度における砂質層は水と飽和し易く崩れ易い。

細・中粒砂交りシルトおよびシルト交り細粒砂が主体で表層4~5m位は酸化した茶かっ色の砂で、地下水等の影響で相当空隙のあるゆるい地層であり、それ以下は逐次青灰色の砂質シルト系の固結した地層となって居る。粒度試験の結果でも砂質ローム、または砂に属し、1.0-0.1mm粒度が80%近くも占めて居り、透水系数も 10^{-2} ~ 10^{-5} で可成りのバラツキがあり、含水比

層	深	層	注	名	宝	色
高	度	厚	文	探	庫	調
31347				100		茶褐
22447	60	0.60				
1						
2						
3				中粒砂交りシルト		茶褐
20347	70	3.10				
4						
5				中粒砂交りシルト		暗灰
6						
12247	20	2.50				
12347	40	0.20		中粒砂交りシルト		暗灰
7						
8						
12347	70	2.20		中粒砂交りシルト		暗灰
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16.00	7.20					

図-6 国道交叉部地質柱状図

も30~25%位であった。

2-2-2 対策

前述のごとく、現場の砂質層は特に水を飽和し易く、かつまた崩れ易いので排水には十分留意すべきであり、特にずい道天端付近は地下水の飽和、脱水を繰り返したゆるい地層のため、施工上何等かの処置が必要であることは明白である。これらを解決する方法として

- 1) 国道とずい道天端は被覆が、8.80mあるので、この中間に厚さ2m程度の安定処理マット（薬液およびセメント注入グラウト）を造成し、かつグラウト注入に際してのケーシングをそのままビームとして活用する。
- 2) 湧水処理のため、山側に止水用カーテングラウトを施工する。

等その他種々検討されたが、第1案に関しては、ずい道掘さく中不測の沈下を来たした場合に、2m程度の安定処理では国道を支持出来るか否かの疑問も生じ、工費が高いのに比較してさほどの期待が持てない。むしろこの細粒砂の地層を掘さくする場合に、湧水処理さえ完全にすれば掘さく中の大きな沈下は防止出来るものと判断し、第2案を採用施工することとした。

2-2-3 止水カーテングラウト

地質条件による各種湧水処理工法の有効範囲については図-7のとおりであるが、更に土の粒度より見た薬液注入による注入工法の限界については一般に、図-8のように

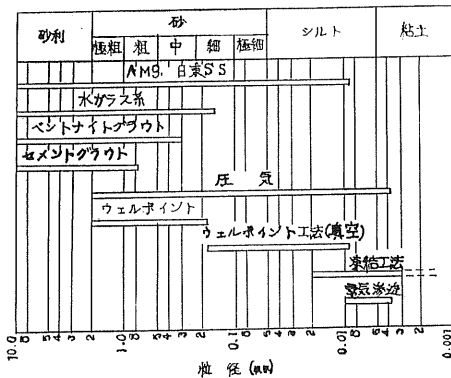


図-7 各種湧水処理工法の有効範囲

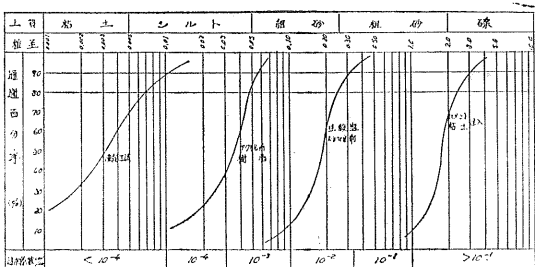


図-8 各種注入材の注入可能限界

いわれて居る。

止水カーテングラウトの位置は図-9のとおり、国道山添いの土留擁壁の背面から集水井戸 No-2 に至る延長40m について施工する事としたが、集水井戸 No-2 まで接続させたのは、止水カーテンにより将来湧水がダムアップされるのを防止するためである。次にグラウト壁の厚さは1m とし、高さの位置はずい道スプリングラインを底盤として上部に8mとし、注入グラウト孔の間隔は1mと計画した。

止水用グラウトを施工する前に調査ボーリングおよび透水テストを行なった結果は、前述のように10⁻²~10⁻⁵ cm/sec オーダーでバラツキがあるので、浸透性の優れたアクリルアミド系薬液と経済性を考慮してセメント水ガラス系のL・W液を適所に注入する事とした。

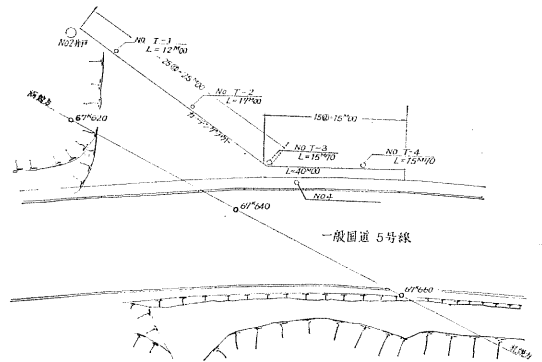


図-9 カーテングラウト施工位置図

1) 注入方式

注入方法には One Shot 注入、Two Shot 注入及び One-Half Shot 注入の3種類あるが、本工事は図-10の概略図に示す如く One Half Shot 注入を採用した。この方式は、

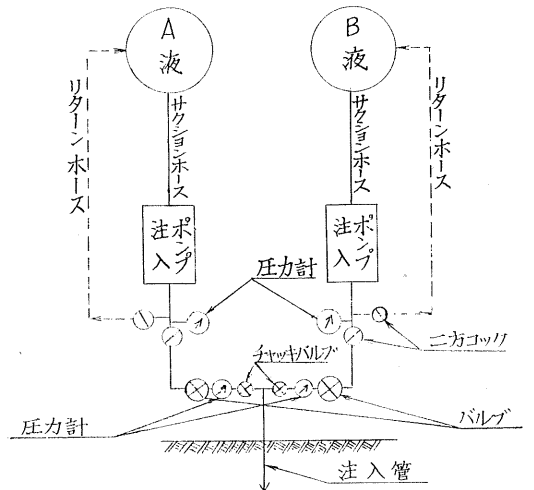


図-10 注入概略図

注入材の主成分と副成分とを別々のポンプ系統で注入地点まで送り、注入管の頭部に設置したマニホールドによって混合し注入するものである。

2) 注入材料

注入材料はスミソイルと珪酸ソーダーであるが、両材料の使用区分は原則として、注入前の透水試験で判定する事としたが、実際には透水量12ℓ/min 以下の場合にはスミソイル、13ℓ/min 以上の場合には珪酸ソーダー（L・W）を使用した。

2)-1 スミソイル

スミソイルは最近数多く開発されている樹脂系注入剤の一種であるが、アクリルニトルから誘導されるアクリルアミドが主成分である注入剤で、水とほとんど同じ浸透能力を有し、ゲルタイムの調整も簡単である。

スミソイルの水溶液に、触ばい(促進剤・助剤・開始剤)

を作用させると強じんなゲルを形成する。またスミソイルの水溶液は粘度が12cpと極めて低く、水と同程度の浸透性を有し、抑制剤の添加量を適当に変えることによって硬化時間を数秒から数十分まで自由にかつ比較的正確に調整が出来生成したゲルの性質は硬化時間のいかににかかわらず一定で、ゲルはまた化学的にも安定である。

注入液の調整としては、スミソイルの場合には一般に10%溶液を使用されるが、まずスミソイルを水に溶解し、これに促進剤、助剤を添加しA液とする。また別に開始剤、安定剤、抑制剤を水に溶解しB液とする。この二つのA・B両液を混合することによって、所定時間後に硬化がおこる。硬化時間の調整は5種類の触ばいのうち、抑制剤の添加量だけを変えることに依って行なうが、他の触ばいの添加量は常に一定である。

注入液の配合は表—1の如くである。

表—1 注入液の配合

A 液			B 液		
スミソイル	40kg	(2カン)	開始剤	2kg	(2袋)
促進剤	1kg	(2袋)	安定剤	1.2kg	(2袋)
助剤	80g	(2袋)	抑制剤	硬化時間に応じて表—2の如く添加する。	
水	160ℓ		水	200ℓ	

表—2 抑制剤とゲルタイムの関係

抑制剤	ゲルタイム
0 (g)	30''
20 (g)	3' 30''
40 (g)	4'~4'30''
60 (g)	6'
80 (g)	8'
100 (g)	13'

注：水温 10.5℃

ゲルタイムテストの結果、抑制剤とゲルタイムの関係は、表—2のようになったが、これはミキサー配合後2~3分ポンプで循環した後一定量の両液をサンプリングして行ったものである。ミキサー配合後直ちに行なうことはゲルタイムに変動があり注入時のゲルタイムを決定し難い。

本工事ではゲルタイムの決定は、注入前の透水試験により行なったが注入開始時は薬液の浸透範囲を大にする意味でゲルタイムは12分、漸次8分~6分とし最終注入圧は2~3kg/cm²とした。なお注入開始後毎分注入量が増加した

場合は、ゲルタイムを4分~2分として行なった。

2)-2 L・W注入

L・WはA液—珪酸コロイド溶液と、B液—セメント懸濁液の2種類を同時に使用し、主としてセメント量あるいはセメント効果の増減によりぎょう固時間を調節する複合グラウトであるが、セメント防沈剤としてベントナイトを使用する。

L・Wの反応は、上記A液中の珪酸コロイド粒子が普通(-)に帯電されており、B液中のセメントは(+)に帯電して居るため、これらが混合すると両液は放電して電荷を失い、不安定化しぎょう固する。またセメントの主成分である珪酸三石灰と水ガラス中の珪酸が結合して、珪酸石灰水和物となりゲルとして分離する反応も起る。

L・Wのゲルタイムの調整は、珪酸ソーダーあるいはセメントの濃度を増減することにより行なう。

本工事で使用した配合とゲルタイムは、試験の結果表—3のようになった。透水量の多い場合は濃度を大にし、また少ない場合は濃度を小にして注入した。その配合計算の一例を示すと次のとおりである。

表-3 ゲルタイムテスト表

A液	B液		C		C		C	
	B	10% 2%	B	20% 2%	B	20% 2%	B	30% 3%
珪酸ソーダ 10%				4'				
珪酸ソーダ 20%		5'		4' 30''				
珪酸ソーダ 50%		3'		2' 30''				2'

但し A液は容積配合
B液は重量配合
水温は10.5℃である

◎配合計算例：(B液200ℓ)

セメント : 20%
ベントナイト : 2%
水 : 78% の場合

各重量を各々 x 、 y 、 z kg とすると比重はセメントが、
3.15 ベントナイトは、2.6 であるので

$$\frac{x}{3.15} + \frac{y}{0.02} + \frac{z}{1} = 200 \dots\dots\dots(1)$$

また $\frac{x}{0.2} = \frac{y}{0.02} = \frac{z}{0.78}$ より $y=0.1x$ $z=3.9x$ である

∴ これを(1)式に代入して

$$\left(\frac{1}{3.15} + \frac{0.1}{2.6} + \frac{3.9}{1} \right) x = 200$$

∴ $x = 47$ kg

$y = 4.7$ kg

$z = 183$ ℓ となる。

以下同様に計算すると、表-4 のようになる。

表-4 注入液の配合 (400ℓ配合)

A 液				B 液					
水 ガラス		水		セメント		ベントナイト		水	
%	容量(ℓ)	%	容量(ℓ)	%	重量(kg)	%	重量(kg)	%	重量(kg)
10	20	90	180	10	21	1	2.1	89	195
20	40	80	160	20	47	2	4.7	78	183
50	100	50	100	30	77	3	7.7	67	172

本工事では原則として透水量13ℓ/min以上の場合はL・Wを使用した。透水量の多い場合は濃度を大にし、又少ない場合は濃度を小にして注入した。

注入に際しては、原則として注入開始時は濃度を小にし、次第に濃度を大きく最終注入圧は2~3kg/cm²とした。

3) 使用機械および人員

使用機械は、	ボーリングマシン	UD-5	3台
	グラウトミキサー	MVM-5	1台
	〃	MVM-10	1台
	グラウトポンプ	DP-5	2台
	給水ポンプ	アーンレット	1台
	動力用モーター	5HP	4台

〃	7.5HP	3台
〃	10HP	1台

編成人員は、主任技師 1名
技師 2名
技工 4名
助手 5名

以上が止水カーテングラウトの概要であるが、注入実績およびグラウト施工後における検査孔の透水試験実績は各々表-5~6のとおりであり、透水係数のバラツキが平均化される結果となった。

なお、グラウト施工後国道下の掘さくを開始したが、国道上の変状には細心の注意を以って施工にあたり、縫地矢板は厚4.5cmの広巾板を使用し、上部半断面を4.5m掘進して直ちに3.0m間のコンクリートを打設する等、慎重に慎重を重ねて施工した。

表-5 カーテングラウト注入実績表

孔番	ボーリンググラウト延長数 (m)			ボーリング計	1 stage 注 入 量				2 stage 注 入 量			
	表土	1 stage	2 stage		透水量 ℓ/min	試験圧 kg/cm ²	注 入 量	損失量	透水量 ℓ/min	試験圧 kg/cm ²	注 入 量	損失量
1	2.60	4.00	4.00	10.6	31.5	1.00	① 800	0	38.0	1.00	① 750	50
2	〃	〃	〃	〃	20.0	〃	① 750	50	—	〃	③ 400	0
3	〃	〃	〃	〃	12.0	〃	③ 770	30	13.0	〃	③ 770	30
4	4.50	〃	〃	12.5	28.0	〃	① 770	30	14.0	〃	③ 1.150	50
5	〃	〃	〃	〃	20.0	〃	① 770	30	25.0	〃	① 1.170	30
6	〃	〃	〃	〃	13.0	〃	③ 770	30	14.0	〃	③ 1.160	40
7	〃	〃	〃	〃	9.5	〃	③ 750	50	35.0	〃	① 1.170	30
8	5.20	〃	〃	13.2	10.0	〃	③ 400	0	17.5	〃	③ 800	0
9	6.00	〃	〃	14.0	20.0	〃	① 750	50	28.0	〃	③ 770	30
10	6.60	〃	〃	14.6	10.0	〃	③ 870	30	25.0	〃	① 770	30
11	7.40	〃	〃	15.4	13.0	〃	③ 870	30	25.0	〃	① 1.550	50
12	8.00	〃	〃	16.0	10.0	〃	③ 870	30	2.0	〃	③ 770	30
13	8.80	〃	〃	16.8	8.0	〃	③ 870	30	13.0	〃	③ 1.170	30
14	9.20	〃	〃	17.2	7.0	〃	③ 870	30	13.0	〃	③ 1.170	30
15	9.00	〃	〃	17.0	8.0	〃	③ 870	30	20.0	〃	① 1.170	30
16	8.80	〃	〃	16.8	12.0	〃	③ 870	30	14.0	〃	① 770	30
17	8.60	〃	〃	16.6	7.0	〃	③ 470	30	9.0	〃	③ 570	30
18	8.40	〃	〃	16.4	8.5	〃	③ 870	30	8.5	〃	③ 770	30
19	8.20	〃	〃	16.2	11.0	〃	③ 1.170	30	16.0	〃	① 770	30
20	8.00	〃	〃	16.0	12.6	〃	③ 870	30	15.0	〃	① 770	30
21	7.90	〃	〃	15.9	12.0	〃	③ 870	30	16.0	〃	① 770	30
22	〃	〃	〃	〃	12.0	〃	③ 840	30	19.0	〃	① 1.170	30
23	〃	〃	〃	〃	12.0	〃	③ 1.170	30	17.0	〃	① 770	30
24	7.70	〃	〃	15.7	11.0	〃	③ 770	30	19.0	〃	① 750	50
25	〃	〃	〃	〃	13.0	〃	③ 1.170	30	20.0	〃	① 1.170	30
26	〃	〃	〃	〃	9.0	〃	③ 770	30	19.0	〃	① 770	30
27	〃	〃	〃	〃	11.0	〃	③ 770	30	14.0	〃	① 770	30
28	〃	〃	〃	〃	10.0	〃	③ 770	30	19.0	〃	① 1.170	30
29	〃	〃	〃	〃	8.0	〃	③ 770	30	14.0	〃	① 770	30
30	〃	〃	〃	〃	5.0	〃	③ 370	30	14.0	〃	① 770	30
31	〃	〃	〃	〃	4.0	〃	③ 350	50	8.0	〃	① 770	30
32	〃	〃	〃	〃	9.0	〃	③ 770	30	14.0	〃	① 370	30
33	〃	〃	〃	〃	9.5	〃	③ 770	30	15.0	〃	① 770	30
34	〃	〃	〃	〃	9.0	〃	③ 770	30	19.5	〃	① 1.170	30
35	〃	〃	〃	〃	10.0	〃	③ 770	30	18.5	〃	① 770	30
36	〃	〃	〃	〃	13.0	〃	③ 1.170	30	14.0	〃	① 1.170	30
37	〃	〃	〃	〃	9.5	〃	③ 770	30	14.0	〃	① 770	30
38	〃	〃	〃	〃	13.0	〃	③ 770	30	15.0	〃	① 770	30
39	〃	〃	〃	〃	15.0	〃	① 770	30	23.0	〃	① 1.570	30
40	〃	〃	〃	〃	9.5	〃	③ 740	60	9.5	〃	③ 770	30
計	282.60	160.00	160.00	602.60	スミソイル 注 入 量			37,580 ℓ	損 失 量		1,390 ℓ	
					L・W 注 入 量			30,510 ℓ	損 失 量		1,090 ℓ	

表-6 検査孔透水試験表

孔番	試験月 試験日	試験区間	試験区間長 (m)	試験圧 (kg/cm ²)	透水量 (ℓ)	透水量 (ℓ/min)	透水量 (ℓ/min/m)	試験時間 (min)	透水係数 (cm/sec)
No. 1	42 6.21.	4 ^m 50~8 ^m 50	4	0	0	0	0	5	2.2×10 ⁻⁵
				2	7.0	1.4	0.35	5	
〃	〃 6.21	8 ^m 50~12 ^m 50	4	0	0	0	0	5	9.6×10 ⁻⁶
				2	3.5	0.7	0.175	5	
No. 2	〃 6.20	9 ^m 00~13 ^m 00	4	0	0	0	0	5	2.1×10 ⁻⁵
				2	7.0	1.4	0.35	5	
〃	〃 6.20	13 ^m 00~17 ^m 00	4	0	0	0	0	5	9.4×10 ⁻⁶
				2	3.5	0.7	0.175	5	
No. 3	〃 6.20	7 ^m 70~11 ^m 70	4	0	0	0	0	5	1.1×10 ⁻⁵
				2	3.5	0.7	0.175	5	
〃	〃 6.20	11 ^m 70~15 ^m 70	4	0	0	0	0	5	4.9×10 ⁻⁶
				2	1.75	0.35	0.09	5	
No. 4	〃 6.21	7 ^m 70~11 ^m 70	4	0	0	0	0	5	1.1×10 ⁻⁵
				2	3.5	0.7	0.175	5	
〃	〃 6.21	11 ^m 70~15 ^m 70	4	0	0	0	0	5	9.8×10 ⁻⁶
				2	3.5	0.7	0.175	5	

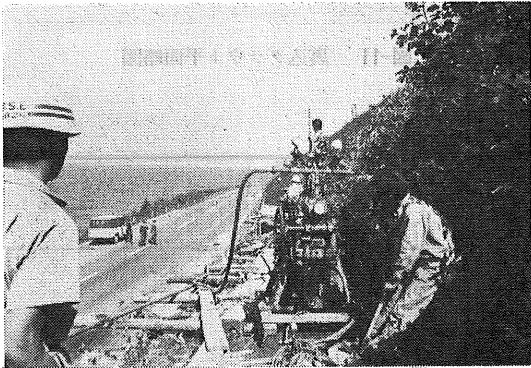


写真3 現場透水試験

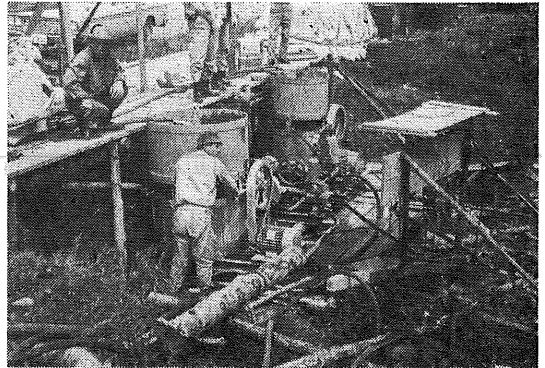


写真4 止水用グラウト注入

3. 覆工裏込グラウト

前述のように、国道および沢の交叉箇所については施工上の対策として深井戸および止水カーテングラウトを実施したが、覆工後における国道の変状および土圧の局部的集中荷重による覆工コンクリートの変状を防止するため、覆

工背面の不均等空隙に裏込を施工することとした。各種注入材についてその長所および短所を簡単に比較して見ると、表-7のとおりであるが、本工事ではプレフォーム方式を採用し、アソフォームクリートを使用した。

表-7 裏込注入材の比較

方式 種別	プレフォーム方式	ミクスドフォーム方式	セメントモルタル注入
長所	<ol style="list-style-type: none"> 1. 施工能率がよい、Bの約4倍。 2. 材料の流動性がきわめてよい。 3. 比重が0.6~1.0程度で水より軽い材料で空隙を填充できる。 4. 比較的工事費が安い。 5. 坑外より注入出来る(ℓ=300m) 6. 仮設費が安い。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 材料分離少ない、セメント量を減らせる。(250kg/m³) 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 一般的である(機械入手容易) 2. 設備簡易
短所	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水より軽い水に流される事がある(ウォーターポケットに入らない) 2. 材料計量は重量計量 3. 注入機械が北海道内にはない機械経費高い(含運送費) 	<ol style="list-style-type: none"> 1. ミキサー(ドラムで連続注入可能)ポンプが従来のものでは困難 2. 砂のふるい分け(2.5%以下) 3. 材料計量は重量計量 4. 坑内に機械材料を持込まなければならぬ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 多量の水を必要とするのでブリージングを生じ空けきを完全に填充出来ず 2. 砂をふるい分けるのが大変 3. 坑内に機械材料を搬入する 4. 現在ほとんど使用していない。

アソフォームクリートによる裏込注入については、すでに土木学会の講習会等において詳細に報告されているので、詳述するのは省略するが、P液と称する動物性蛋白質の加水分解物を主成分とする液体に、水を加えて稀釈したものを圧縮空気とともに噴出させて生ずる泡群と、セメントスラリーを混合させて気泡モルタルを作るものである。

セメントスラリーは、(1)セメントのみの場合、(2)セメントと微砂あるいは(3)セメントとフライアッシュの場合等があるが、本工事ではセメントのみを使用した。

設計における比重は0.4、圧縮強度(材令28日)で15kg/cm²とし、配合は

セメント	350kg
発泡剤	1.48ℓ
水	210ℓ とし
グラウト区間	80m
メートル当たり注入量	4m ³
総数量	320m ³

として契約したが、実際施工の結果は

グラウト区間	90m
メートル当たり注入量	3.77m ³
総数量	339m ³ となった。

すなわち、契約数量注入完了時において、注入圧力は2kg/cm²以下で、特に国道沈下防止の完全は期待出来ない状況のため、再注入し、最終注入圧7kg/cm²以上となりさらに沢の部分では地表亀裂部より噴出したので、全面に充てんされたものと判定した。

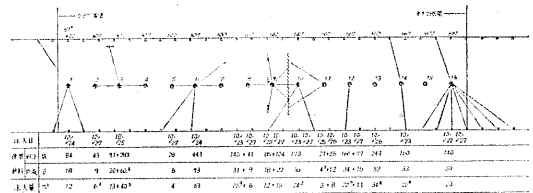


図-11 裏込グラウト平面略図

表-8 裏込グラウト注入実績表

日付	注入孔 No.	料程	使用セメント (kg)		使用P液 (ℓ)		圧力 kg/cm ²	注入量 (ℓ)		摘要
			計	累計	計	累計		計	累計	
42.10.22	16	676.5	144	144	30	30	0.5	20	20	
〃	14	667	164	308	33	63	0.7	22.8	42.8	
23	12	657	164	472	34	97	0.8	22.8	65.6	
〃	10	647	174	646	36	133	0.7	24.2	89.8	
〃	8	637	150	796	31	164	0.7	20.8	110.6	
24	1	605	86	882	18	182	0.8	12	122.6	
〃	6	627.5	454	1,336	92	274	1.8	63	185.6	
25	3	612	94	1,430	20	294	1.0	13	198.6	
〃	9	642	86	1,516	18	312	0.7	12	210.6	
〃	11	652	22	1,538	4.5	316.5	0.8	3	213.6	
〃	3	612	292	1,830	60.5	377	1.2	40.5	254.1	
26	11	652	58	1,888	12	389	0.8	8	262.1	二次注入
〃	13	662	251	2,139	52	441	1.5	34.8	296.9	
27	8	637	43	2,182	9	450	7.0	6	302.9	二次注入
〃	9	642	108	2,290	22	472	6.8	15	317.9	〃
〃	10	647	0	2,290	0	472	7.2	0	317.9	
〃	16	676.5	0	2,290	0	472	7.0	0	317.9	二次注入
〃	12	657	79	2,369	16	488	7.5	11	328.9	〃
〃	5	622	29	2,398	6	494	7.0	4	332.9	
〃	2	607	44	2,442	9	503	4.2	6.1	339.0	地表流出
計			2,442	2,442	503	503		339	339.0	

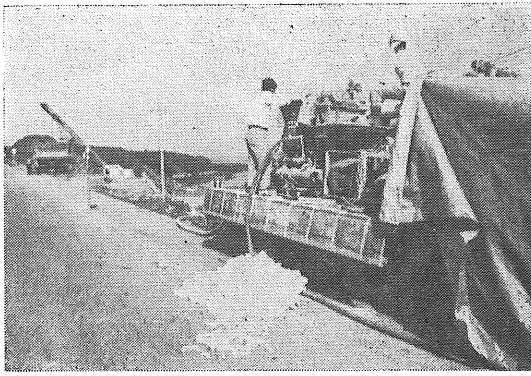


写真5 マールクリーターによる裏込注入

4. 土留擁壁の冬期施工

ずい道坑口より接続する土留擁壁は、写真-6に示すように、線路に近接し、土質試験の結果粒径加積曲線は図-12のとおりで、自然含水比35.3%、比重2.45の砂で、せん断力が極めて弱い砂層である。ここに根掘深さ約11.0mにもなる土留擁壁を施工することは、法面の崩壊と、法肩が直ちに国道5号線に接するため、国道の変状を誘発する原因ともなるので、山留めに対する仮設工等を種々検討したが、上司のアドバイスにより法面の凍結する冬期間を利用して、コンクリート逆打工法により施工することとした。

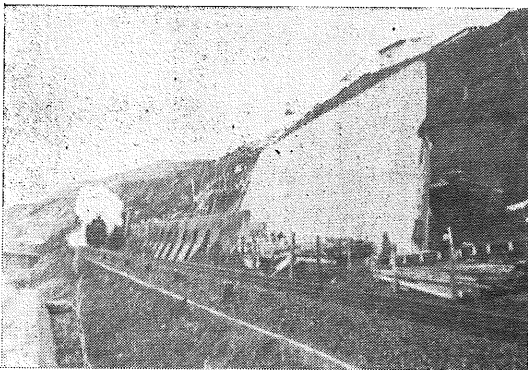


写真6 ずい道出口付近

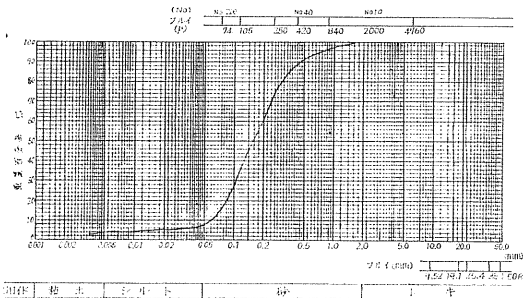


図-12 土留擁壁の砂層粒径加積曲線

図-14の如く断面的には3層に分け

- (1) A部分の根掘およびコンクリートを1間置きに施工する、(A部分は背面型枠を付け表面水処理のため裏込栗石を一般と同様にてん充する)
- なお、擁壁底部は継ぎ鉄筋を差し込むと同時に、階段状に打継目を作った。(写真-8参照)
- (2) つぎにB部分のうち足付けコンクリートとしてB-1を抜き掘り施工する。順次B-2、B-3と根掘即コンクリート打設と続いて施工する。(第2段目からは背面型枠は使用せず地山打ちとする)
- (3) 最後に基礎部分を(2)と同様に打設する。

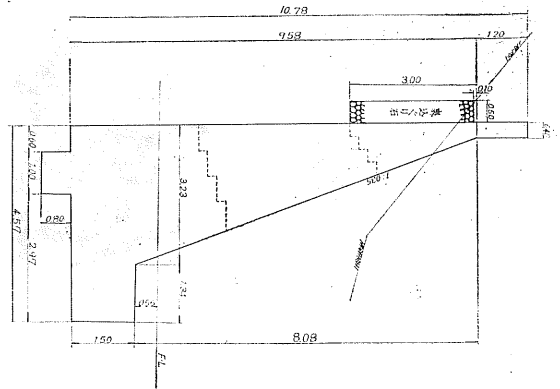


図-13 土留擁壁断面図(単位メートル)

	A 5	A 2	A 4	A 7	A 3						
	20.0	30.0	30.0	30.0	20.0						
B 7	B 2	B 7	B 3	B 7	B 3	B 1					
	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0					
C 7	C 3	C 1	C 2	C 4	C 3	C 1	C 2	C 3	C 1	C 3	C 1
	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

図-14 擁壁根掘及びコンクリート打設順序

施工に際し特に注意したことは

- (1) コンクリート逆打に依る最後のせめはコンクリートが隅みまで十分にてん充されるようにアルミ粉末をセメント量の $\frac{1}{10,000}$ 混和させた。
- (2) 水抜孔は硬質ビニールパイプ(径65%)を使用し、背面の湧水と同時に砂が流出されるのを防止するため、写真-9の如く、透水性を考慮した豆碎石(粒径10mm)による貧配合のコンクリートブロック(30cm×30cm×10cm)を製作し取付けた。

以上の工法により12月初旬より施工を開始したが、施工当初は、外気温が日中0℃以上に上昇するため根掘施工中に、10~15mmの厚さに壁面の地山が2~3度くり返しはく

落したが、1月以降最高温度 -2°C になってからは養生中に隣接する地山の砂層がしじゅんする程度で、はく落は生じなかった。また根掘中下層部に下るに従い、擁壁背面部の地山から浸透水が出たがこれも夜間に表面全体が凍結し、つらら状となり浸透水に対する心配も全くなかった。

ここで最も大事な当現場における含水比大なる砂層の、外気温に対する凍結深度等については当時検討がなされておらず報告出来ないが、今冬観測し後刻報告したい。

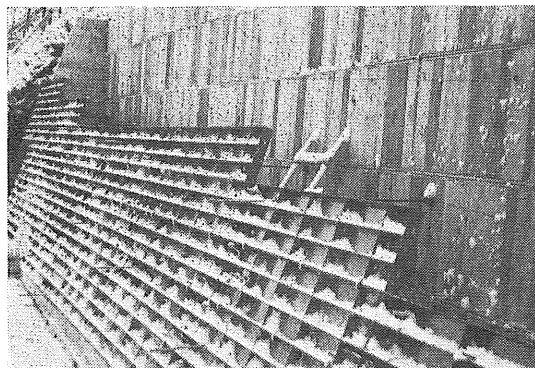


写真7 擁壁コンクリート1段目枠付

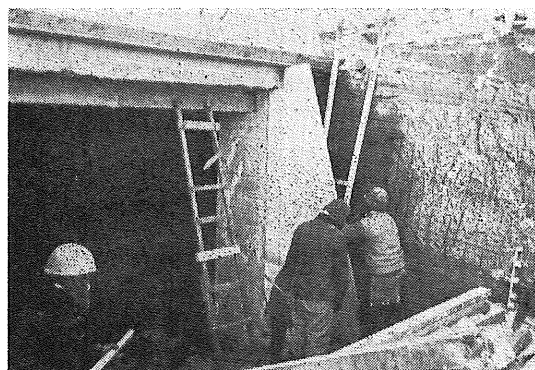


写真8 擁壁コンクリート2段目根掘

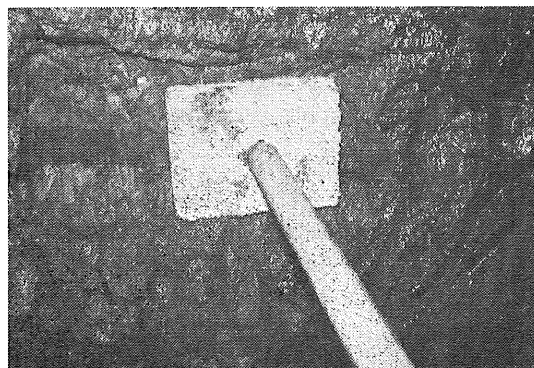


写真9 水抜孔背面ブロック

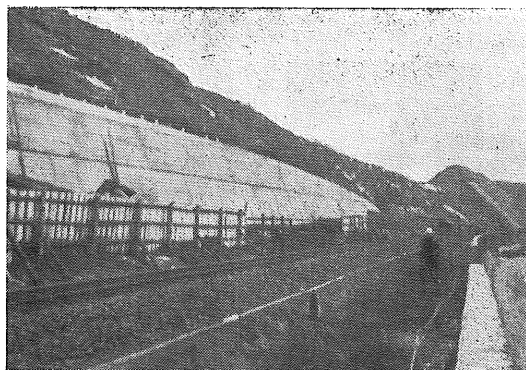


写真10 土留擁壁全景

5. あとがき

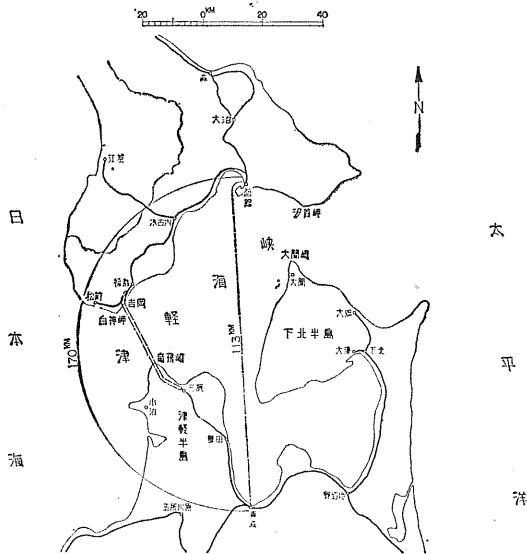
以上新第3落部ずい道の国道交叉部における、施行中の湧水処理と、覆工後における裏込グラウトおよび、土留擁壁の冬期施工の一端を報告したが、特に土留擁壁の冬期施工については現場開設直後であり少数の人員で施工の管理、監督に当たっていたため、十分なデータも準備出来ずはなはだ残念であるが、一部に凍結工法等が採用されている今日、北海道の特殊性より来る冬の寒冷期にこれを利用し、仮設工も無くして施工出来ることは、今後凍結による土の安定性を解明する事により確実な根拠に基づいて数多く利用されるものと考えられる次第である。

青函トンネル調査工事の現況

正員 浜 建 介*

1. ま え が き

北海道を本州から引き離している津軽海峡は、東口の大間崎—汐首岬、および、西口の、竜飛崎—白神岬で最も狭い所の中は約20km程である。海峡の地形図は図—2に一部示してある。東西に—250—300mの深い海谷が走っているが、西口の一部には、水深140mの浅帯部が、南北に残



図—1 青函トンネル位置図

っている。またこの附近の火山帯はちょうど東口の附近を那須火山帯が走り、また西口附近は、かなり西に鳥海火山帯が走っているが、その中軸ははずれており、東口に比較して地質の乱れは少いものと考えられる。

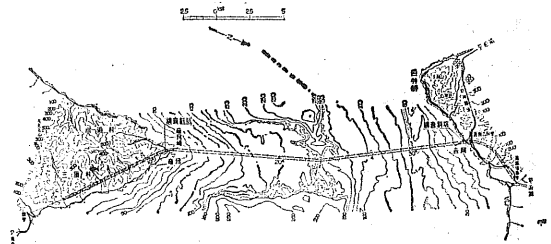
国鉄がこの津軽海峡の調査を始めたのは戦後間もない昭和21年からである。その調査の段階を大まかに区分すると次の4つの時期に分けられる。すなわち

1. 昭和21年～昭和24年 概査
2. 昭和28年～昭和30年 技術的可能性の検討
3. 昭和31年～昭和36年 ルートと施工法の研究
4. 昭和37年～ 直接調査

この間に行なわれた調査の方法は、まず陸上部の踏査から始まり、調査の主体を西口にしばってからは、陸上部の深

*日本鉄道建設公団
青函トンネル調査事務所々長

度400mにおよぶボーリングを含めて本州方で14本、北海道方で12本の垂直ボーリングを行っている。また海上からの海底地質調査はまづ精密な2m等高線の1/20,000の地形図製作に始まりドレッシングによる海底地質の採取、海底



図—2 青函トンネル海底地形図

写真撮影、弾性波調査、放射能探査さらには船上よりリモートコントロールによる浅尺沈潜式ボーリングや、海面から比較的の低周波の音波を共振して海底地質の地層境界、岩石の割目等の反射面を捉える Sparker と呼ばれる音波探査や、長い鋼製の円筒を海底に立てこれをアンカーワイヤーで固定しその上に槽をのせて行なり海底下300mにも及ぶボーリング等間接的に厚い海水の壁を通しての海底地質調査はその考えられる範囲のあらゆる方法を次々に採用してきたのである。しかしながらこれらの方法はあくまでも間接的なものであり、断層の所在は明瞭であっても、その規模、性状とくに土木工学的に実際の掘さくに及ぼす影響はなお不明であり、また本州方の火山岩の地帯の性状はなお不明瞭であることから調査坑を掘さくして直接調査により究明すべく昭和38年北海道方吉岡で準備工事に着手したのである。昭和39年春、新線建設を担当する日本鉄道建設公団の発足とともに、この青函トンネルの調査も公団の手に移り、函館に青函トンネル調査事務所がおかれ以来約3年半着々と調査の実をあげてきている。

2. 計画の概要

図—3に示すように本州方は津軽線の終点三厩よりトンネルに入り、竜飛崎の下を通過して、北海道方吉岡の下を経て福島に至る延長36.4kmで、そのうち海底部22kmと予定されている。また現在のところ勾配は本線の改良後の機関車による索引定数をこの区間は重連によって運転するものとして20%としている。ただしこれらの点は今後の運転、車両、風圧抵抗、東北新幹線との関係等さらにこまかく検討

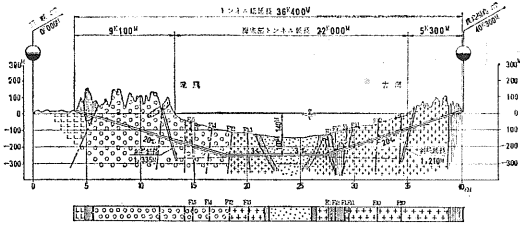


図-3 青函トンネル地質縦断面図

する必要があると思われる。

調査工事は、まず最も重要な海底部分に着手するために本州方、北海道方、それぞれ1335m、1210mの斜坑を1/4の勾配で下し、その地点より3%の上り勾配で調査水平坑を掘さくする。この水平坑は、先進調査坑と水抜坑の役割をもつとともに中央部本トンネルと併行する個所では、本トンネルに対する先行止水注入の作業坑として利用し、完成後は全体の湧水、漏水を斜坑底からポンプアップする排水坑として利用する。

本トンネルは、当然複線としてつくられるが、単線トンネル2本になるか、複線トンネル1本になるかは、さきの勾配等と一緒に今後の調査結果、とくに中央部の黒松内層の性状等と、将来の保守作業等から慎重に検討して決定される。

3. 調査工事の現況

3-1 調査の重点

青函トンネルにおける特異な点は、i) 海底下を掘ること、ii) 長大であるという二点である。i) の海底下であるということは、坑内に入る湧水は無限の供給能力をもつ海水と何らかの形で連絡があるものと考えらるべきであり、

流路の拡大によりあるいは水抜坑の増加によって水圧、水量を下げ得る陸上部のトンネルと異り、湧水を止める以外に対策はないものである。もっとも湧水が少量であり、地層中の割目、流路の拡大の心配のない程度であれば別である。したがって、湧水の処理はまず第一に考へねばならぬ問題で、そのためには湧水の位置、水圧、水量、水質、その個所の地質等の正確な資料が必要である。それらの資料をあらかじめ知り得て湧水機構を予知するにはいろいろの方法があるが、一番確実なものは先進ボーリングである。現在は全部コアを採取する方法でボーリングをして湧水の状況を予知し、止水のための注入の方法、注入材の検討を繰り返しており、今後もこの止水の効果を最大にし、しかも切羽をとめる作業時間を最少にすることが最重要点である。ii) の長大であることは、海底22kmということで両端の吉岡、竜飛の2箇所からしか作業が出来ず、陸上部の長いものでは途中で斜坑、堅坑等の作業切羽を設けることも可能であることと比較して全体の工程はただ切羽の掘さく進行のみに頼る以外にない。現在の掘さくの一一般の工法、すなわちさく岩-装薬-爆破-ずり出し-支保工のサイクルを繰り返す作業ではそれぞれの作業を技術開発により縮めることによって、サイクルの短縮は可能であるにしても、それぞれの作業をシリーズに行なう限り限界がある。これらの作業を全部同時に並行作業を行なうことが時間短縮の最も簡明な方法である。トンネル掘進機はこれらの作業を同時に行なう性能をもっている。支保工をコンクリート吹付工で行なうことは、さらにサイクルを促進させることになる。しかしながら機械による掘さくは同時作業であるためにどれか一つが故障しても全体の機能は停止する。そのためにトンネル掘進機の完全な保守整備が最も望まれ今後の重要な課題となっている。

表-1 斜坑岩石の諸性質

岩石名		圧縮強度 (kg/cm ²) (最低~最高)	引張強度 (kg/cm ²) (最低~最高)	比重 (湿)	吸水率 (%)	弾性波速度 (湿) (m/sec)	動弾性係数 (湿) (kg/cm ²)×10 ⁴
本 州 側	砂質凝灰岩	263 (109~335)	28 (14~40)	2.08	13.0	2,880	18.6
	火山礫凝灰岩	167 (63.7~693)	22 (9~36)	2.17	12.5	3,035	20.7
	火山角礫岩	286 (12.3~755)	39 (2~90)	2.36	5.9	3,935	40.8
	安山岩	964 (547~1400)	111 (91~131)	2.72	0.7	5,495	84.6
	玄武岩	572 (299~935)	84 (8~146)	2.66	1.7	5,030	69.7
北 海 道 側	凝灰岩	219 (90~287)	22 (11~31)	2.19	13.8	2,850	18.2
	シルト岩	474 (196~1066)	33 (17~126)	2.18	10.1	3,050	20.7
	砂質凝灰岩	298 (182~552)	30 (14~50)	2.23	6.1	3,010	20.6
	火山礫凝灰岩	185 (116~288)	12 (10~20)	2.24	11.4	2,830	18.3

3-2 地質の概要

地質は本州方には比較的多くの火山岩類が分布し、北海道方は訓縫層と呼ばれる凝灰岩、シルト岩（新第三紀）主体の岩石が多く、中央部には黒松内層と呼ばれる比較的軟い地層が分布している。これらの間にさきに述べた海上調査の結果判明した断層がいくつか走っており、その数は図一3にみるようにF₁、F₂を最大として10本程度である。これら断層の周辺には、当然割目も多く湧水が考へられる。また本州方の火山岩類はさらに割目も発達し湧水も多量と考えられる。またこのほかに地熱、温泉、天然ガス等についても常に注意を払いつつ調査を進めてゆく必要がある。

3-3 掘さく

北海道方の斜坑は昭和39年5月に直轄で着手し本年3月始め1210mを完了した。地質は凝灰岩、シルト岩でさく岩はレグドリルで組立足場で全断面掘さくを行った。使用火薬量からいうと多少通常の第3紀の岩石では軟い方に属する。支保工は始めは鋼製支保工1.2mピッチで施工した

が、同時に始めたコンクリート吹付の作業を習熟するにつれ途中からは吹付のみに切替えている。横坑はポンプ座、トランス座のほか先進ボーリングの横坑を図の如く掘り現在は坑底の設備を掘さく中である。掘さくの進行にともない止水注入を行なったが、360m附近から750m附近、すなわち海岸線の真下415m間の被りの比較的薄い個所に延べ330日程を要している。

本州方は、昨昭和41年3月の末、やはり直轄で掘さくを開始、現在903mまで進行している。海岸線真下は815mであり、その附近から坑内の湧水はほとんど海水に近いものであり、湧水の圧力もほぼ海面下の高さに等しい。掘さく方法は吉岡方とはほぼ同じであるが、吹付コンクリートの施工を発破後のずり足場で行なって1サイクルをできるだけ短くするよう努めている。

3-4 先進ボーリング

斜坑の掘進に先んじて斜坑の両側から先進ボーリングを行なっている。吉岡ではボーリング座はB₁からB₆まで設けそれぞれから表-2のようなボーリングを実施している。

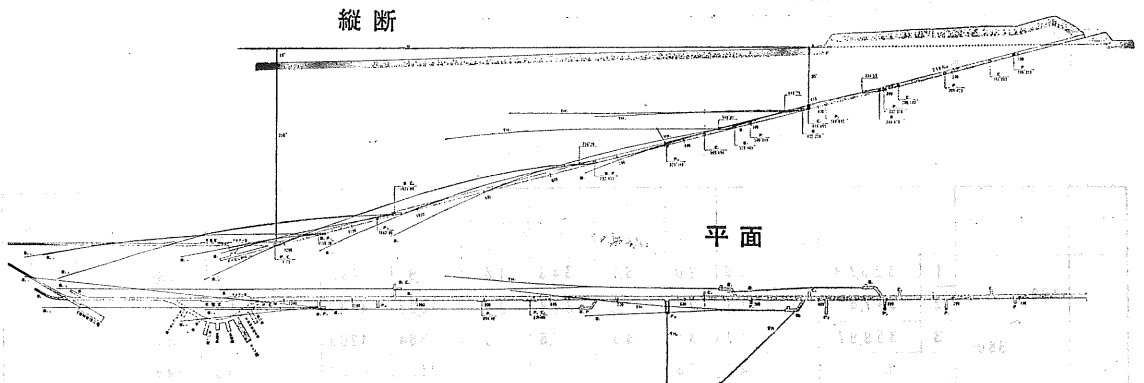


図-4 北海道側吉岡調査坑

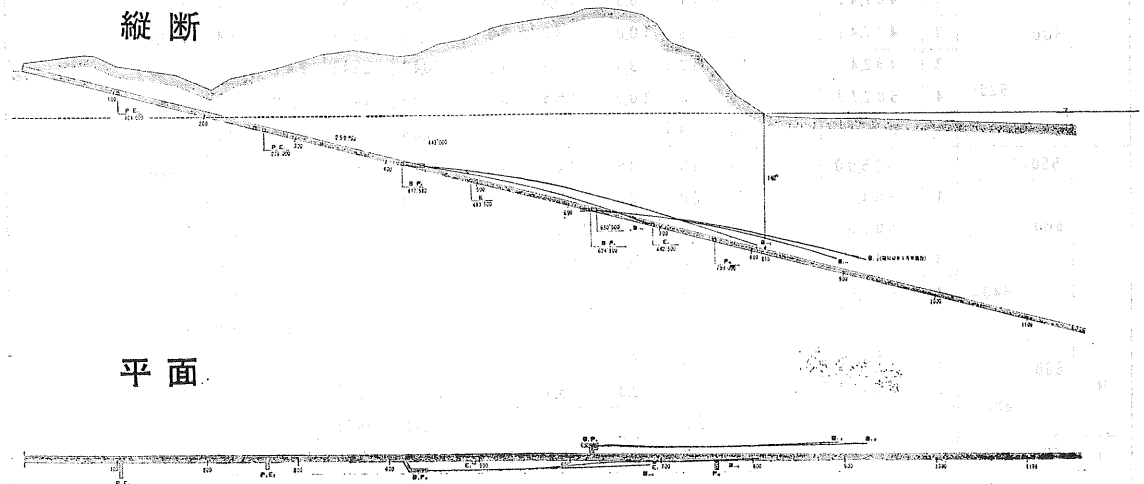


図-5 本州側竜飛調査坑

表-2 先進ボーリング実績表

孔名	位置 (m)	施工期間	有効掘進長 (m)	岩盤掘進長 (m)	準備		掘進		注入		合計		掘進時間 (時間)	岩盤掘進長掘進時間 (m・時)	岩盤掘進長全方数 (m・方)	
					日数	方数	日数	方数	日数	方数	全日数	全方数				
YB ₁	334.67	39.12/25 ~ 40.3/22	200.00	282.60	10.0	10.0	40.3	63.7	31.2	44.3	81.5	118.0	138.8	2.04	2.39	
YB ₂	448.94	40.5/29 ~ 10/14	303.00	435.48	12.0	13.0	65.6	118.2	31.9	51.8	109.5	183.0	255.4	1.71	2.38	
YB ₃	548.40	40.12/12 ~ 41.8/22	500.00	988.65	10.0	13.0	96.3	191.6	44.6	81.4	151.0	286.0	559.1	1.77	3.46	
YB ₄	1	756.29	41.7/27 ~ 10/2	408.28	408.28	5.0	5.0	47.5	106.5	2.5	2.5	55.0	114.0	204.1	2.00	3.58
	2	756.29	41.10/3 ~ 12/29	583.65	583.65	6.0	10.0	43.0	129.0	1.0	2.0	50.0	141.0	299.7	1.95	4.14
YB ₅	1	1,044.20	41.12/22 ~ 42.1/21	250.08	250.08	3.3	4.0	22.1	60.4	0.3	0.6	26.0	65.0	128.4	1.95	3.85
	2	1,044.20	42.1/28 ~ 4/28	497.32	497.32	4.0	8.0	67.0	96.8	7.5	20.2	78.5	125.0	267.0	1.86	3.98
YB ₆	1	1,155.55	42.2/13 ~ 3/6	196.62	196.62	4.5	5.0	16.2	45.3	0.3	0.7	21.0	51.0	142.0	1.38	3.86
	2	1,155.55	42.3/7 ~ 4/15	393.30	393.30	2.5	4.0	30.6	93.2	3.4	9.8	36.5	107.0	214.0	1.84	3.68
	3	1,155.55	42.4/16 ~ 8/11	431.50	431.50	7.0	12.0	43.7	127.3	6.3	17.7	57.0	157.0	203.5	2.12	2.75
TB ₁	1	443.00	41.12/5 ~ 42.1/28	246.91	246.91	4.0	4.0	37.0	50.0	24.0	29.0	65.0	83.0	111.8	2.21	2.97
	2	443.00	42.1/28 ~ 4/6	363.80	363.80	6.0	6.0	29.0	98.0	47.0	85.0	82.0	189.0	183.5	1.98	1.92
TB ₂	1	630.50	42.4/3 ~ 7/14	260.46	260.46	8.0	8.0	52.6	144.6	32.7	90.4	93.3	235.0	310.7	0.84	1.11
	2	630.50	42.7/14 ~ 9月末日現在掘進中													

註: YB……北海道側
TB……本州側

表-3 吉岡調査斜坑における注入経過表

区分	注入区間	注入切羽	施工期間	所要		湧水		注入			注入孔		記事		
				日数	方数	最大圧力 (kg/cm ²)	最大湧水量 (l/min)	最終注入圧 (kg/cm ²)	歩留 (m ³)	セメント量 (kg)	薬液 (m ³)	孔数		全孔長	
I	360m ~ 380m	1	3267.9	40.2/14 ~ 3/23	16	20	6.1	34.6	18	29	757	4	88.0	湧水量は/孔 孔長は岩石部分を示す。	
		2	3476.7	3.12/12 ~ 2/25	14	25	7.0	39.8	20	1303	4402	10	417.4		
		3	3599.7	3.21/12 ~ 3/22	17	31	8.6	7.6	25	584	1208	16	444.4		
		計			47	76				2177	6367	30	949.8		
II	400m ~ 410m		3947.4	4.1/15 ~ 4/24	17	29	8.0	7.0	22	316	412	23	504.6		
III	450m 附近		4268.8	3.2/17 ~ 3/8	2	4	8.0	1.1	30	0.19	19	2	100.0		
IV	500m ~ 520m	1	4674.7	6.1/14 ~ 6/19	6	11	10.5	10.3	27	192	265	4	170.9		
		2	4774.7	5.1/24 ~ 7/29	25	46	10.0	28.0	30	2591	4819	39	1141.4		
		3	4924.7	3.2/28 ~ 3/28	27	52	9.5	12.3	30	2043	2848	2.47	42	930.8	
		4	5027.3	5.1/2 ~ 9/30	26	50	10.0	16.6	30	1929	4476	0.60	39	889.5	
		計			84	159				6755	12408	3.07	124	3132.6	
V	550m 附近		5250.0	11.1/12 ~ 11/13	30	56	10.5	34.0	30	2725	7557	19	596.8		
VI	600m ~ 640m	1	5545.2	1.1/30 ~ 12/10	10	20	12.0	228.0	30	406	1211	7	215.3		
		2	5803.5	1.1/15 ~ 1/22	27	53	13.0	254.4	30	5145	13742	29	793.5		
		3	5951.1	1.1/21 ~ 1/19	45	86	13.0	60.0	30	5452	9069	49	1220.0		
		4	6209.4	3.1/31 ~ 9/28	9	16	12.0	6.2	30	445	740	0.4	14	525.0	
		計			91	175				11448	24762	0.4	92	2753.8	
VII	660m ~ 680m	1	6506.6	4.1/22 ~ 1/27	7	12	12.7	10.8	20	133	1178	5	150.0		
		2	6691.1	5.1/2 ~ 9/30	21	40	10.0	5.0	25	1401	2793	36	1225.0		
		計			28	52				1534	3971	41	1375.0		
VIII	750m 附近		7246.6	6.1/25 ~ 7/1	4	8	8.0	5.2	25	0.39	346	0.58	3	180.0	
合計				303	559				25013	55842	3.69	334	9597.6		

表-4 竜飛調査斜坑における注入経過表

注入区分	注入区間	注入切羽	施工期間	所要日数	所要方数	湧水		注 入			注 入 孔		記 事		
						最大圧力 (kg/cm ²)	最大湧水量 (l/min)	最高注入圧 (kg/cm ²)	グラウト量 (m ³)	セメント量 (kg)	薬液 (m ³)	孔数		全孔長	
I	300m ~ 340m	1	292.60	8/13~9/3	26	50	30	300.6	20	7341	29680	74	9685	湧水量はノ孔 孔長は岩石部分を示す	
		2	306.40	8/13~9/19	7	19	30	3600	20	3925	14131	24	5682		
		小 計			33	69				11266	43811	98	15367		
II	360m 附近	1	340.00	10/4~10/9	3	7	48	339	20	671	1718	4	1589		
III	420m 附近	1	395.20	11/4~11/5	2	4	40	282	13	590	1810	7	1604		
IV	470m ~ 490m	1	465.10	12/13~12/23	11	26	60	2530	20	3949	14169	34	8506		
V	520m ~ 680m	1	494.90	12/9~12/10	2	5	70	2250	20	401	2424	2	54	B ₂ 横坑注入を含む。	
		2	509.40	11/11~11/21	8	21	80	3300	23	4323	28674	38	686		
		3	529.40	11/27~12/1	6	14	80	4100	23	2357	15150	19	538		
		4	556.00	12/6~12/10	8	18	110	1920	25	4974	19594	36	1136		
		5	586.00	12/25~12/3	4	11	9	5000 ^{以上}	25	5616	43873	18	453		
		6	607.40	12/6~12/14	6	16	11	9600	25	5142	27585	29	22		668
		7	649.20	12/27~12/8	13	36	14	4410	27	12357	61144	43	15164		
		小 計			47	121				35170	198444	29	182		50514
VI	700m ~ 730m	1	694.40	12/26~12/3	10	22	12	3140	26	10638	43414	35	1056		
VII	740m ~ 770m	1	730.00	12/20~12/28	9	28	12	4000	25	14619	42183	52	2006		
VIII	780m ~ 800m	1	767.50	12/10~12/29	14	36	21	15	1448	30	2516	9650	31	648	759.0ポンプ座注入
							36	15	2700	30	8901	12003	56	1443	
		2	794.00	12/7~12/11	45	129	18	9090	45	72741	171640	199	105	2399	
3	810.8	12/20~12/29	7	14	12	2200	30	10316	14925	88	39	789	〃		
合 計				181	456				171377	553767	316	643	16099		

表-5 調査斜坑湧水分析表採水位置

採水位置	土被り (m)	水深 (m)	水準 (m)	湧水圧 (kg/cm ²)	湧水量 (l/min)	PH	分 析 値 (p.p.m)						モ ル 数 比				全イオン量 (p.p.m)	記 事	
							Na ⁺	Mg ⁺⁺	Ca ⁺⁺	K ⁺	Cl ⁻	SO ₄ ⁻	Na/Cl	Ca/Cl	SO ₄ /Cl	Ca/Na			
本 州 側	395.2	111	—	-45	4.0	4.0	7.6	51	8.9	43.2	5	117.3	42.0	0.67	0.65	0.27	0.97	267.4	湧 水
	700.0	216	—	-120	12.0	10.0	7.5	370	252	482	6	2,050	126	0.27	0.41	0.04	1.50	3,286.0	〃
	767.0	181	—	-136	13.0	20.0	7.0	7,150	984	2,140	88	16,000	1,960	0.68	0.23	0.09	0.34	28,322.0	〃
	809.0	150	—	-146	18.0	210.0	8.4	9,900	1,116	1,188	227.5	19,320	1,980	0.79	0.16	0.07	0.13	33,731.5	794 ^m 切羽 S ₁ 孔
	891.0	160	6	-166	16.0	150.0	7.5	11,250	1,279	628	333	20,800	2,120	0.83	0.05	0.07	0.06	36,410.0	B ₂ 湧 水
北 海 道 側	吉岡海水	—	—	—	—	—	8.4	11,000	1,272	390	430	19,560	2,520	0.87	0.04	0.10	0.04	35,172	
	沢 水	—	—	—	—	—	7.0	15.4	8.9	5.2	5.0	27	5	0.57	0.19	0.19	0.34	66.5	斜坑上部の沢水
	65.0 ^m	40	—	-4	—	1.0	6.8	43	0.2	14	3	23	22	2.88	1.08	0.71	0.37	105.2	湧 水
	422.5	91	1	-92	7.3	0.5	8.5	1,729.5	14.4	2,368	2.3	6,450	565.4	0.41	0.65	0.07	1.57	11,129.7	横坑湧水
	530.0	114	4	-118	7.5	4.7	9.4	1,125	4.8	224	2.0	1,320	330	1.32	0.30	0.19	0.23	3,005.8	テスト孔T ₁
	702.5	151	8	-159	10.3	2.4	8.7	754.4	0.5	416	2.2	1,425	627.5	0.82	0.52	0.33	0.43	3,225.6	—〃—T ₂
	992.0	216	14	-230	21.7	44.0	9.6	1,173	0.2	560	1.2	1,450	1,868	1.25	0.68	0.65	0.55	5,052.4	B ₃ 湧 水
	1,198.0	258	22	-280	25.0	0.6	9.0	920	2.6	340	2.8	340	2,380	4.18	1.77	5.18	0.42	3,986.4	湧 水
水平坑 29.0	258	25	-283	25.0	35.4	9.0	915	1.4	399	2.8	462	2,170	3.95	1.55	3.47	0.50	3,950.2	〃	

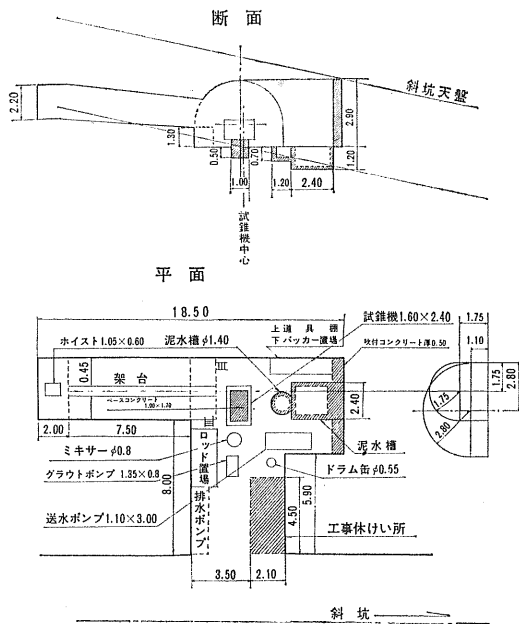


図-6 ボーリング横坑図

これらはオールコアリングで実施しすべてワイヤーライン工法を採用している。斜めまたは水平のボーリングで問題になるのは孔曲り（特にここでは孔下り）の修正であり始めはその修正に非常に手間どったが後には大よその曲りを計算して多少上向きに掘進することにしてかなり進行を速めることが出来た。掘進はワイヤーライン工法なので深度が深くなっても作業そのものには大して影響なく能率的に行なえるが、付帯の調査—これが重要な調査であるが—すなわち湧水個所の位置、湧水圧、湧水量、その水質、圧および量の変化等の調査にかなりの時間をとられ、全体としては速いものでも一方4.14m（準備注入を含めた方数で平均して）程度であり、今後は速度の向上、ボーリングの長尺化（これは横坑掘さくのためのむだとボーリングのラップを少なくする。また長期にわたる前方予知による計画工程管理のため）検層技術の向上（ノンコア化にとまらぬもの）崩壊によるジャーミング防止、高圧の湧水に遭遇した時の処置等種々改良開発に努力してゆかねばならない。

3-5 湧水および注入

トンネルの両側から先進したボーリングで湧水地点を予知したならば、切羽をその手前10~20mで止め、さぐり孔を掘さくし、さらに正確な湧水地点、湧水量、湧水圧力をチェックし、その性状に応じて注入孔、注入材等を決める。注入孔の標準はトンネルの外側約1.0mに向って削孔する。注入は主としてセメント注入であるが一部水ガラスを使用している。注入圧は湧水圧より10~20kg/cm²上まわって最終圧力としている。吉岡方凝灰岩の割目からの湧水はあまり多くないが、竜飛方は火山岩の岩脈とその周辺の

変成部に割目が発達して湧水量も多く、その割目の連続性もかなり大きく、したがって注入量も格段に多い。

水質は、吉岡方では海岸線（415m）前からイオン量が増えてきて、淡水海水の混合となってきたが、坑底にゆくに従って水質は変り地層水となっている。竜飛でも海岸線の手前から次第に海水の混入がみられ現在ではほとんど海水そのものと考えられる。水質試験は現地の試験室で逐次試験を行なっている。

今後の問題として注入については所要時間の短縮のため、適正な孔の配置、注入材の選択、機械の性能向上等があげられる。

3-6 コンクリート吹付

鋼製支保工にかわり、掘さく後の地山のゆるみや Key-stone の脱落を防止して岩盤によく密着し、さらに余掘のあと埋めにもなるコンクリート吹付の工法は、この調査工事の着手とともに試験を開始し、始めのうちはかなり附着が悪く、はねかえりも多かったが、現在では10~15%限度のはねかえり率に上達している。機械はトルクレット式でいわゆる乾式である。機械の諸元を図-7に示す。

3-7 トンネル掘進機

スイスで製作されたウオルマイヤー型トンネル掘進機は、我国には始めて41年5月に吉岡に入り、本年2月まで試験坑によって掘さく試験を行なった。この機械の全体図

トルクレット式 S₃-II 型 吹付機

最大吹付能力(見掛能力)	5 m ³ /h
(実績)	2.7 "
使用可能骨材最大粒径	25mm
材料送出ホイール駆動エヤーモーター	3ps
所要空気量	12m ³ /min
使用空気圧力(最高限度)	6 kg/cm ²
(実績)	5.5 "
材料送りホースの内径	50mm
送水ホースの内径	17 "
機械重量	640kg

№	名 称
①	上部ベル型バルブ用軸
②	下部 "
③	エヤーモーター用給油器
④	フィードホイール軸
⑤	"
⑥	ウォーム軸
⑦	"
⑧	エヤーモーター(ドリルスピンダル)
⑨	エヤーモーター(球軸受)

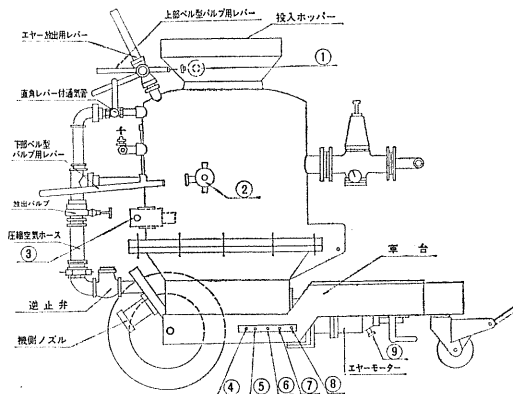
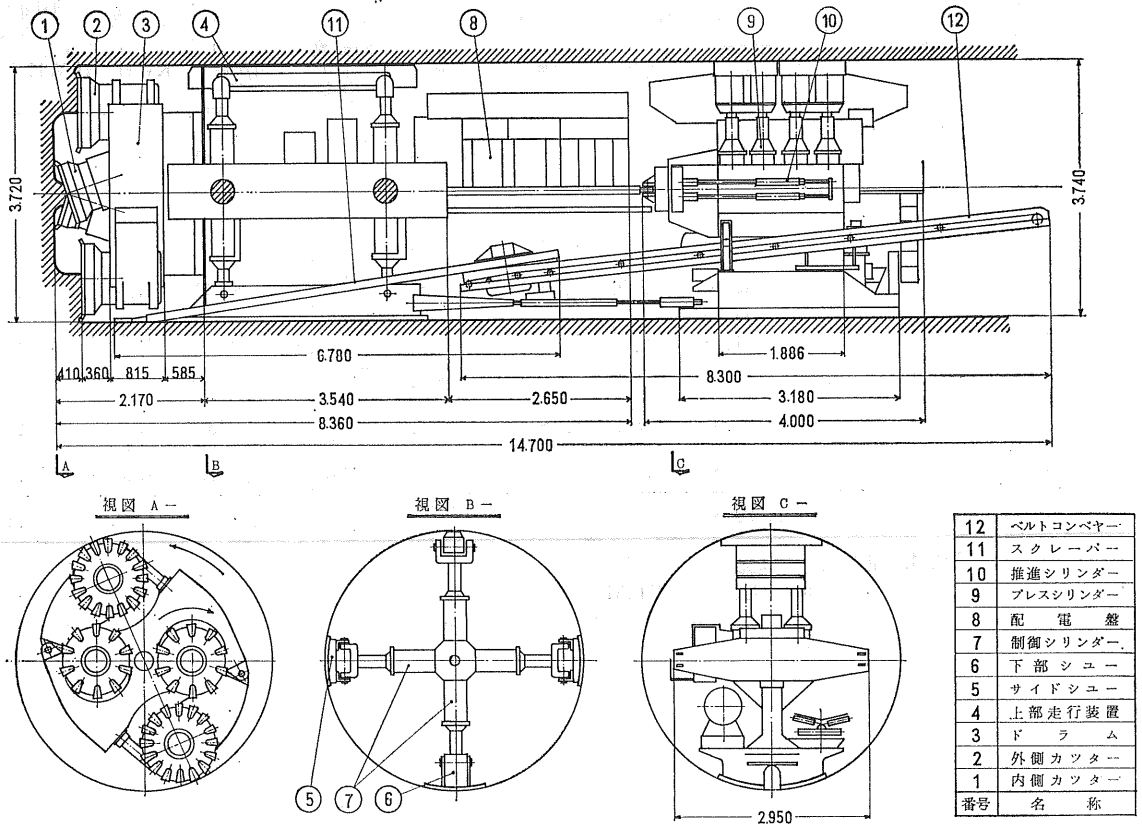


図-7 コンクリート吹付機諸元

および主要諸元を図一8、表一6に示す。試験掘きくにおける成績は表一7の通りであるが、平均掘進速度1.2m/hrはドラムの回転など試験のために性能を多少落しているこ

ともあり、実際には1.5~2.0m/hrは十分可能であろうと思われる。今後はさらに稼働率、修繕周期等の資料をチェックしながら平均速度の向上に努めたいと考えている。



図一8 T. B. M. 全 体 図

表一6 トンネル掘進機 (T.B.M) 主要諸元

(1) 仕様			
型式	S.B.M736-001	受電電力	3相交流500V50c/s
全長	最大 14,700mm	電動機出力	366/300KW
	本体 8,360mm	切削径	最大 3,730mmφ
	ブッシャー 4,000mm		最小 3,578mm
全高	本体 3,720mm	推力	作動油圧100kg/cm ² 98ton
	ブッシャー 3,740mm		180mm 176mm
全巾	本体 3,820mm	スクレーパー羽根長さ	240mm
	ブッシャー 2,950mm	速度	約50~90m/min
重量	総体 約84ton	ベルトコンベヤーベルト巾	500mm
	本体 φ62mm	ベルト速度	78m/min
	ブッシャー φ22mm		

表一7 試験掘削実績集計表

試験場所：吉岡鉄道建設所T.B.M.試験坑

試験期間：昭和41年6月23日から

昭和42年2月23日まで

月	掘進時間 (min)	掘進距離 (m)	断面積 (m ²)	月別掘削量 (m ³)	掘進速度 (m/h)	切込深さ (cm)	破砕巾 (cm)	ドラム回転数 (r.p.h)	ブッシャー圧力 (kg/cm ²)	消費電力 (KWH)	1時間当たり消費電力 (KWH/h)
6	261	7.21	10.5	75.71	1.66	1.5~2.0	5.0~8.5	12.0~14.0	90~145	1,550	356.3
7	1,260	37.52	10.5	393.96	1.787	2.0~2.5	5.0~9.0	16.0~20.0	120~133	4,730	225.2
8	0	0	10.5	0						0	—
9	692	12.62	10.5	132.51	1.101	1.5~2.0	5.0~8.0	12.0~15.1	130	2,100	182.1
10	1,570	32.60	10.5	342.30	1.246	1.5~4.0	3.0~8.5	12.0~12.5	110~130	4,710	180.0
11	1,086	20.23	10.5 9.9	137.03 71.08	1.118	1.0~2.0	4.0~8.0	9.0~12.5	130	3,760	207.7
12	1,060	17.59	9.9	174.14	0.996		5.0~8.0	9.0~12.5	130	3,820	216.2
1	650	8.85	9.9	87.62	0.817	1.0~1.5	1.0~7.0	10.0~12.0	120~130	2,210	204.0
2	1,480	27.81	9.9	275.32	1.127	1.5	4.0~12.0	10.0~12.0	80~130	4,400	178.4
計	8,059	164.43		1,689.67	1.235	1.0~2.5	1.0~12.0	9.0~20.0	80~145	27,280	203.1

- (注) 1. T.B.M.掘進開始位置は坑口より40.65m
 2. 坑口より 40.65m~143.65m T.B.M.掘削半径1.825m
 143.65m~205.08m 〃 1.775m
 3. 1日の作業時間480分

編集後記

編集委員長 北郷 繁

論文の数は、一昨年は7編で、誌名を変更した昨年は10編、今年は13編である。一年に3編づつふえているから等差級数的増加ということになる。等比級数的となると威勢の最大な場合の形容詞で等差級数はその次であるが、それにしても慶賀すべきことには違いない。昨年同様、公務多忙の寸暇をさいて報告論文を執筆された著者諸氏に謝意を表するものである。

ここ2、3年、筆者は表記のような役目を仰せつかって印刷前に論文をよませて頂き、字句の訂正などをさせてもらっているが、その間に感じたことを率直にしてみるとこれまでの論文の多くは材料が豊富で内容も立派であるのに、表現が遠慮がちに見えることである。つまり10のものを6、7に受取れるような表現をしているように感じられるのである。10のものを15や20にかくことは、これはホラフキであって技術者のとるべき態度ではないが、10のものを正確に10に印象づけることは発表者の責任というべきである。もちろん、このような表現方法はむずかしいことであり、誰でも簡単にできる性質の事柄ではないが、外国文献などから受ける印象と比較すると日本人の表現能力は相対的に劣るように思われ、その日本人のうちでも本道の技術者は特にソソジョウの美徳にめぐまれすぎているように思われる。筆がたつとか、口八丁手八丁とかいうと、何かしらキレイごとを述べるのがうまい、という意味も含まれるようであるが、技術関係の報文にはこの必要はないであろう。要は、読む人に分ってもらいたいことを、分りやすいかきかたで正確に表現することにつきると思う。

去年の編集後記にもかいたことであるが、本誌に乗る報文は、北海道という特殊な地域での経験の記述であって、あとに続く技術者に計り知れない恩恵を与える共有財産となるわけであるが、これが表現の不備不足のために、よむ

人に分ってもらえないとすれば、これは非常な損失というべきで著者の労苦も徒勞に終りかねない。15年ほど前の国際会議でのデルツァギーの講演をよんでみると、彼ほどの研究者でさえも、土質力学はまだ観測や経験の積み重ねの時代であるといっている。それ以後の15年で土質力学が経験蓄積時代を脱し切ったとは考えられない。土質力学にはまだ分らないことが山積しているからである。筆者が、現場を担当される若手の技術者に関係工事の報告をおねがいするのは以上のような理由にもとづくものであり、また記録の表現法云々というような、いわずもがなのことを直言したのも結局は、記録を確実な共有財産にしたいがために他ならない。

本年度から本誌に乗った論文報告に支部賞が授与されることになった。すでに本部では昨年からのことがあり、土木学会道支部ではもう10年に近い経験を持っている。おくれせながら当支部でもこれが設置にふみきったことは、これが土質工学の発展に寄与するところ大であろうことが期待され、同慶至極に思われる。この支部活動に刺激されて、すぐれた報告論文を多数寄せられることを期待するものである。

編集業務は例年のように常任幹事と事務局がとっている。本年度の編集委員はしたがって常任幹事である下記の諸氏である。

編集委員氏名

委員長	北郷 繁(北大工)	
副委員長	河野文弘(開発局)	
委員	佐々木晴美(開発局)	外崎 忍(開発局)
	北村幸治(開発局)	山田稔美(開発局)
	野田健吉(開発局)	加藤鋭一(北海道)
	藤村成夫(道立寒研)	益田栄治(北大工)
	梅田安治(北大農)	葛西三郎(国鉄)
	星川信善(鉄建公団)	奥野和夫(防衛庁)
	勝田義孝(札幌市)	安田 稔(北電)
	中村政勝(大成建設)	小野幸一(日本舗道)

土質工学会北海道支部賞授与規程

(趣旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞(以下「支部賞」という)の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部(以下「支部」という)所属の会員で、土質工学会北海道支部賞選考委員会(以下「選考委員会」という)において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶもの

とする。

(選考委員会)

- 第4条
1. 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。
 2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。
 3. 選考委員会に委員長をおく。
 4. 委員長は、委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(附則)

第6条 本規程は、昭和42年度より施行する。

技術報告資料 第8号

発行	土質工学会北海道支部 札幌市南1条西2丁目 勤銀ビル五階 TEL ☎ 7 0 3 8
編集	技術報告資料編集委員会
印刷	日栄舎印刷株式会社 札幌市菊水西町10丁目 TEL 代表 ☎ 9 2 6 7